



comune  
**Carsoli**



regione  
**Abruzzo**

provincia  
**L'Aquila**



## PROGETTO ESECUTIVO

# PROGETTO PER L'ADEGUAMENTO STRUTTURALE DELL'EDIFICIO SEDE DEL MUNICIPIO DI CARSOLI (AQ)

localizzazione

**CARSOLI,**  
**P.zza della Libertà, n°1**  
**Fg. 69 - Part.IIIa 16**

data

**Ottobre 2015**

tavola

**R1\_STR**

scale

-

descrizione

elaborato

**Relazione Specialistica Strutturale**

committente

**COMUNE DI CARSOLI**  
**P.zza della Libertà n°1**  
**67061 - CARSOLI (AQ)**

Revisione elaborato:

data



Studio Tecnico Associato Progetto Integrato, Via Silvio Spaventa n°10, SULMONA (AQ)  
tel.0864-51619 - fax. 0864-950372 - email: studiotechnico@progettointegrato.it - www.progettointegrato.it

**Ing. Massimo Gerosolimo Porziella**



**COMUNE DI CARSOLI**  
PROVINCIA DI L'AQUILA

**ADEGUAMENTO STRUTTURALE DELL'EDIFICIO SEDE DEL  
MUNICIPIO DI CARSOLI (AQ)**

-Progetto Esecutivo-

<b>Relazione specialistica strutturale</b>
--

## INDICE

<b>1.</b>	<b>DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA</b>	<b>3</b>
<b>2.</b>	<b>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</b>	<b>8</b>
2.1	NORMATIVE NAZIONALI	8
2.2	NORMATIVE INTERNAZIONALI	8
2.3	LINEE GUIDA ED ISTRUZIONI CNR	9
2.4	ULTERIORE DOCUMENTAZIONE E NORMATIVE CONSULTATE	9
<b>3.</b>	<b>CRITERI GENERALI DI ANALISI</b>	<b>10</b>
3.1	CAMPAGNA DI INDAGINE, LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA	10
3.2	METODI DI ANALISI E VERIFICHE DI SICUREZZA	10
3.3	CARICHI E MASSE PER LA VERIFICA SISMICA	11
3.4	COMBINAZIONE DI CARICO STATICHE AGLI SLU	12
3.5	COMBINAZIONI DI CARICO SISMICHE ALLO SLV	13
3.6	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	13
3.7	CRITERI DI MODELLAZIONE	14
<b>4.</b>	<b>DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO PER IL CONSOLIDAMENTO STATICO E L'ADEGUAMENTO SISMICO</b>	<b>15</b>
4.1	STRUTTURE DI FONDAZIONE	18
4.2	STRUTTURE DI ELEVAZIONE	19
4.2.1	<i>CHIUSURA DI NICCHIE ED APERTURE</i>	19
4.2.2	<i>INTERVENTI PER INCREMENTARE LA RESISTENZA DELLE MURATURE PORTANTI</i>	20
4.2.3	<i>INTERVENTI PER GARANTIRE LA CONTINUITÀ MATERICA E STRUTTURALE DEI CANTONALI</i>	24
4.2.4	<i>INTERVENTI SUGLI ARCHITRAVI E SULLE FASCE DI PIANO</i>	25
4.2.5	<i>INTERVENTI SULLE TRAVI IN C.A.</i>	27
4.3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI PER GLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO	29

## INDICE DELLE FIGURE

Figura 1-1: Sede Comunale, vista del prospetto principale	3
Figura 1-2 Sede Comunale, vista del prospetto posteriore	3
Figura 1-3: Vista satellitare con ubicazione dell'edificio.	4
Figura 1-4: Pianta piano seminterrato.	5
Figura 1-5: Pianta piano rialzato.	5
Figura 1-6: Pianta piano primo.	6
Figura 1-7 Pianta piano sottotetto	6
Figura 1-8: Sezione A-A	7
Figura 1-9: Sezione B-B	7
Figura 3-1 Modello di calcolo FEM con software PRO-SAP	14
Figura 4-1: Leggenda degli interventi strutturali.	16
Figura 4-2:Pianta interventi Piano Seminterrato e Primo Impalcato (calpestio piano terra).	16
Figura 4-3:Pianta interventi Piano Rialzato e Secondo Impalcato (calpestio piano primo).	17
Figura 4-4:Pianta interventi Piano Primo e Terzo Impalcato (solaio di sottotetto).	17
Figura 4-5: intervento di ringrosso fondazione mediante cordoli in c.a.	18
Figura 4-6: intervento di consolidamento delle murature del piano seminterrato con chiusura di nicchie ed aperture.	19
Figura 4-7: intervento di consolidamento delle murature con iniezioni di malta.	20
Figura 4-8: pianta rinforzo a taglio e flessione con tessuti in fibra di acciaio su muratura, sez. d'angolo e interna	21
Figura 4-9: rinforzo a flessione e a taglio con tessuto in fibra di acciaio: sez.A-A d'angolo	22
Figura 4-10: rinforzo a flessione e a taglio con tessuto in fibra di acciaio: sez.A-A interna	22
Figura 4-11: rinforzo a flessione e a taglio con tessuto in fibra di acciaio: sez.B-B	23
Figura 4-12: intervento di "cucitura armata" per la connessione della muratura di controvento con quelle del prospetto e di spina.	24
Figura 4-13: intervento inserimento architrave su apertura	25
Figura 4-14: intervento inserimento architrave su apertura ad arco	25
Figura 4-15: intervento inserimento piattabanda su apertura con architrave in c.a.	26
Figura 4-16: intervento inserimento piattabanda su apertura ad arco con architrave in c.a.	26
Figura 4-17: intervento di rinforzo delle travi in c.a. con inserimento ad intradosso di profilati in acciaio	27
Figura 4-18: intervento di rinforzo a taglio travi in c.a. mediante fasciatura in fibra di acciaio	27
Figura 4-19: particolare intervento di rinforzo a taglio travi in c.a. mediante fasciatura in fibra di acciaio	28
Figura 4-20: intervento di ripristino del copriferro o riprofilatura della sezione	28

## 1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La Sede Municipale di Carsoli si sviluppa, con pianta rettangolare avente rapporto tra i lati pari a 2, in un piano seminterrato, un piano terra ed un piano primo aventi altezza rispettivamente pari a circa 2,85 m (piano seminterrato), 4,0 m (piano terra) e compresa tra 4,25 e 5,40 m (piano primo), più un piano sottotetto non abitabile. L'edificio è volumetricamente regolare con il vano scala posizionato sul prospetto posteriore dell'edificio in corrispondenza dell'asse di simmetria dell'edificio.



Figura 1-1: Sede Comunale, vista del prospetto principale



Figura 1-2 Sede Comunale, vista del prospetto posteriore



La struttura portante del fabbricato è di tipo misto con maschi in muratura di pietrame e travi e pilastri in c.a. Le strutture portanti in muratura sono costituite da una scatola muraria perimetrale ed una muratura di spina centrale disposta parallelamente al prospetto principale. Sono inoltre presenti alcune murature di controvento, in parte sostituite, in corrispondenza delle diverse elevazioni, da travi di piano emergenti in c.a. I pilastri in c.a. sono stati gettati entro lo spessore dei setti murari utilizzando gli stessi come cassero.

Le strutture di fondazione sono costituite da, plinti posti in corrispondenza dei pilastri in c.a., collegati da travi di sezione rettangolare 60x50 cm.

I solai dell'edificio presentano diverse tipologie strutturali: dalla soletta nervata in c.a. a solai laterocementizi e solai con putrelle e tavelloni. Negli anni '80 – '90 la copertura, originariamente in legno è stata demolita e ricostruita con struttura portante in c.a. e solai in laterocemento.

Si riporta di seguito l'ubicazione dell'edificio:

LATITUDINE	LONGITUDINE
42.0980	13.0840
Tipo sottosuolo	B
Categoria topografica	T1

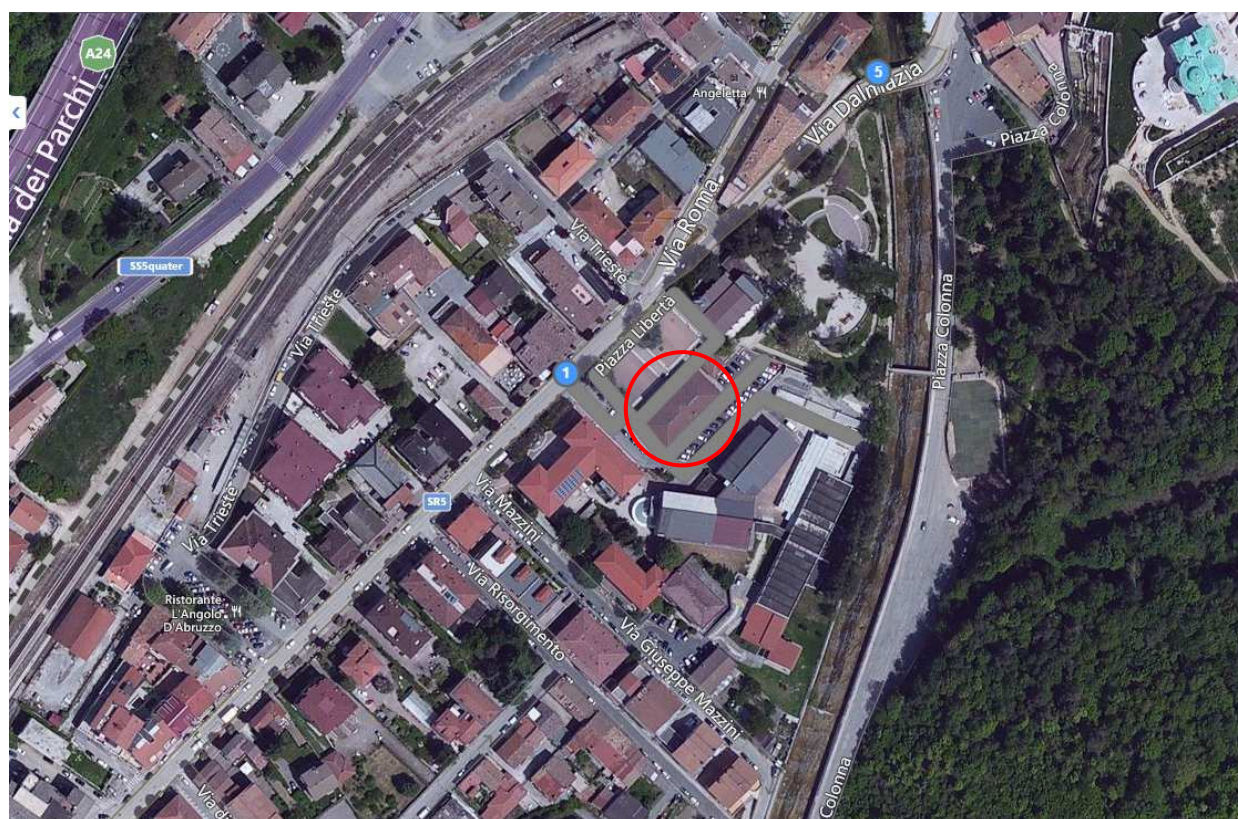


Figura 1-3: Vista satellitare con ubicazione dell'edificio.

Si riportano di seguito le piante e le sezioni strutturali dell'edificio nel suo stato di fatto.

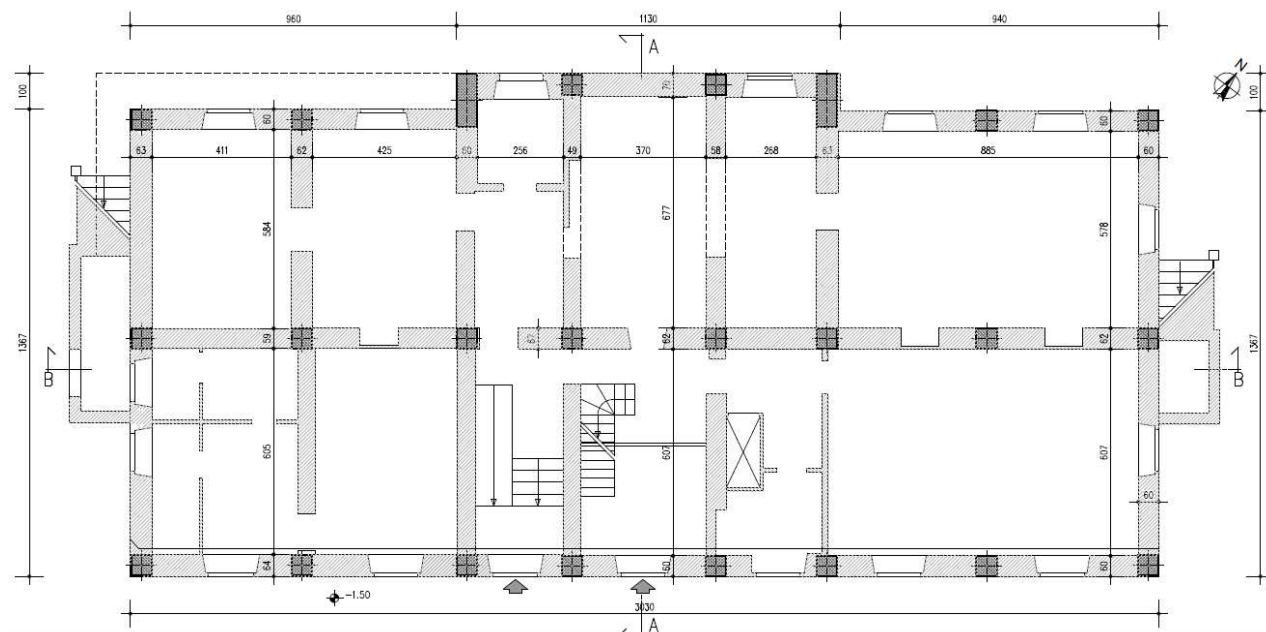


Figura 1-4: Pianta piano seminterrato.

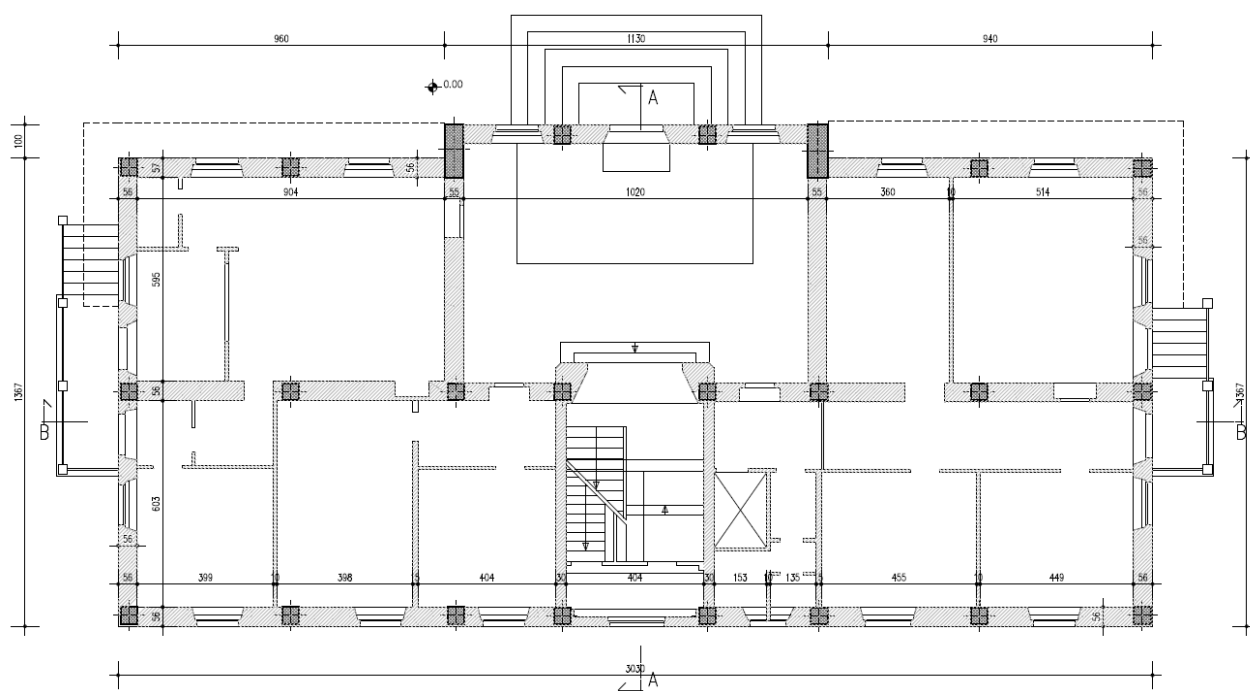


Figura 1-5: Pianta piano rialzato.



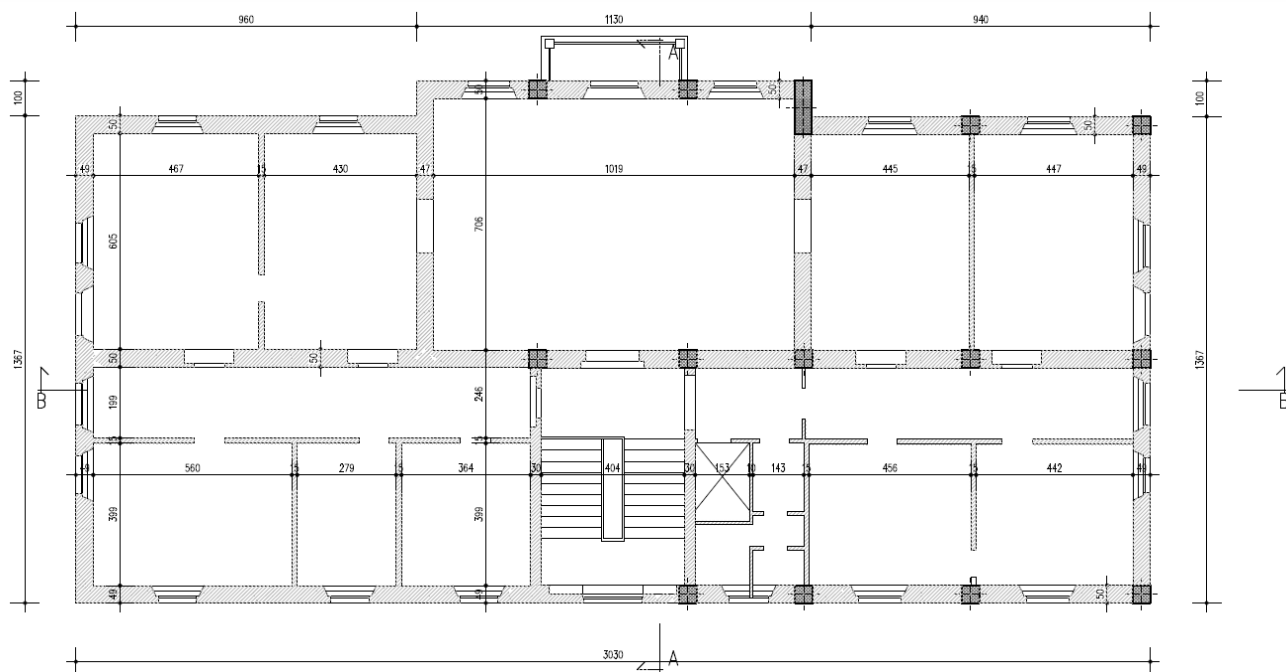


Figura 1-6: Pianta piano primo.

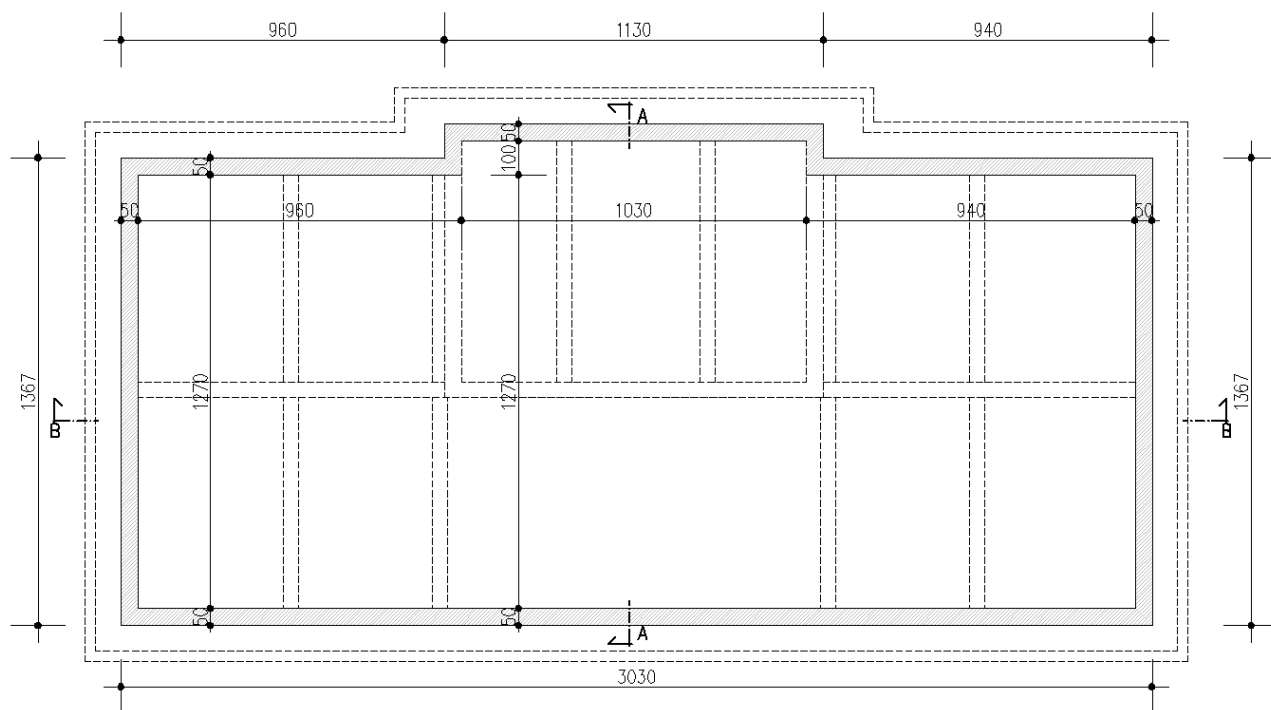
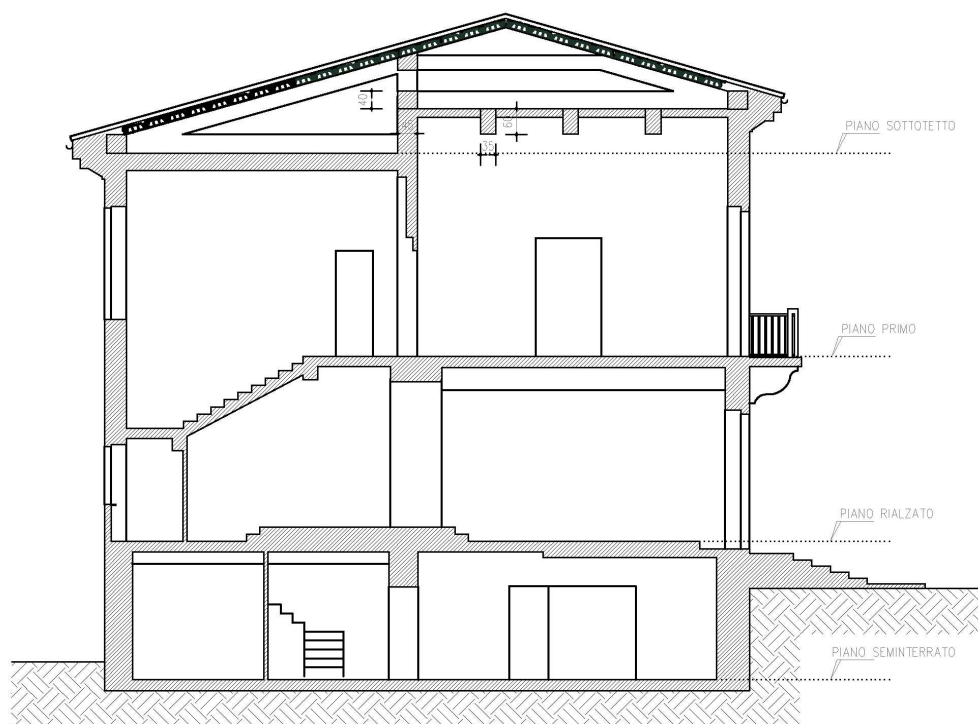
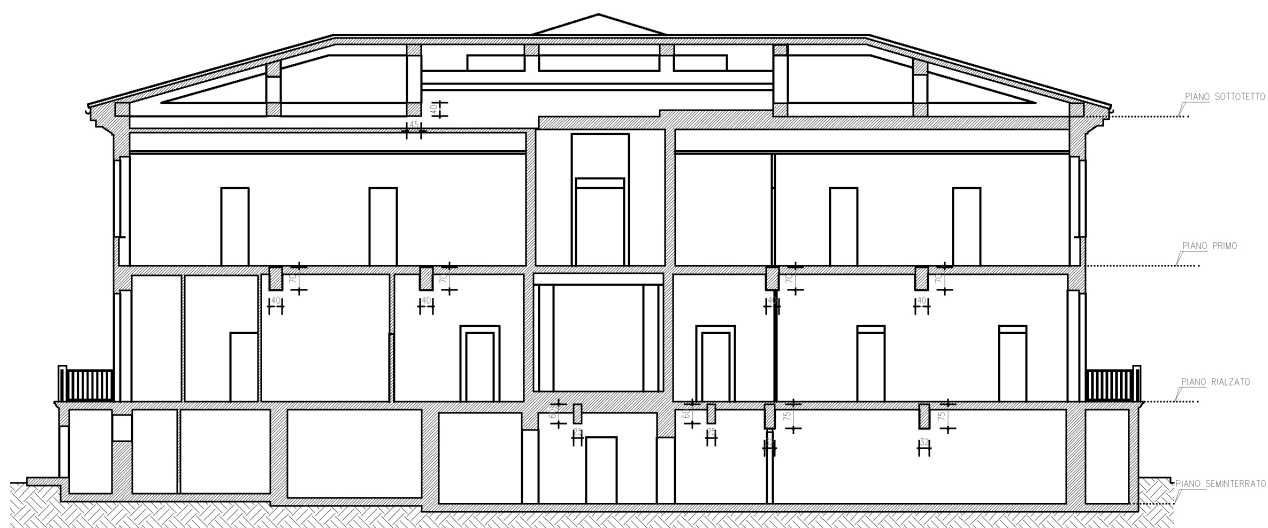


Figura 1-7 Pianta piano sottotetto



**Figura 1-8: Sezione A-A**



**Figura 1-9: Sezione B-B**

## **2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

Si riportano di seguito i riferimenti normativi nazionali ed internazionali, le linee guida e la documentazione consultata per la redazione del presente progetto esecutivo.

### **2.1 NORMATIVE NAZIONALI**

- D.M. 14.1.2008: "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.29 del 4 febbraio 2008;
- Circolare 2.2.2009, n.617: "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.1.2008";
- Direttiva P.C.M. del 12.10.2007: "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n. 24 del 29 gennaio 2008;
- Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3790 del 17.7.2009 (Riparazione con miglioramento sismico di edifici danneggiati), a cura della Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Commissario Delegato (Eventi sismici provincia di L'Aquila, 6 aprile 2009).

### **2.2 NORMATIVE INTERNAZIONALI**

Per quanto non diversamente specificato nel D.M.14.1.2008, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei seguenti Eurocodici strutturali:

- Eurocodice 0 – Criteri generali di progettazione strutturale:
  - UNI EN 1990:2006
- Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture:
  - UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
  - UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
  - UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura:
  - UNI EN 1996-1-1:2006 Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata
  - UNI EN 1996-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
  - UNI EN 1996-2:2006 Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature
  - UNI EN 1996-3:2006 Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata
- Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica:
  - UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
  - UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici

## **2.3 LINEE GUIDA ED ISTRUZIONI CNR**

- Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP (approvate il 24/07/09 dal Consiglio Superiore LL. PP.);
- CNR DT 200 r1/2012 "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati";
- CNR DT 201/2005 "Studi preliminari finalizzati alla redazione di Istruzioni per Interventi di Consolidamento Statico di Strutture Lignee mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati".

## **2.4 ULTERIORE DOCUMENTAZIONE E NORMATIVE CONSULTATE**

- Stralcio del progetto anni '30 - Archivio Comunale;
- Arch. Paolo Mori - Relazione Tecnica Illustrativa "Valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio sede Comunale - Campagna di indagini, saggi e prove" ed allegati;
- Dott. Geol. Alessandro Lorè - Relazione Geologica e Geotecnica relativa ad "Indagini geologiche per la verifica sismica degli edifici del Plesso Scolastico";
- Regio Decreto n° 431 del 13/03/1927;
- Regio Decreto n° 640 del 25/03/1935: "Nuovo testo delle norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti.";
- Regio Decreto n° 2229 del 16/11/39: "Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato.";
- Circolare 1472 del 23 maggio 1957: "Armatura delle strutture in cemento armato";
- Carichi: D.M. 16.1.1996: "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.";
- D.M. 16.1.1996: "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.";
- Circolare Min. LL.PP. n.65 del 10.4.1997: "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16.1.1996.";

### 3. CRITERI GENERALI DI ANALISI

Il progetto esecutivo degli interventi di consolidamento statico con adeguamento sismico della Sede Comunale è stato effettuato seguendo le indicazioni di normativa contenute nel DM 14/01/2008 e nella Circolare n° 617/09.

#### 3.1 CAMPAGNA DI INDAGINE, LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Conformemente al dettato del §8 del DM 14/01/2008 e della Circolare n° 617/09, l'edificio è stato oggetto, in sede di valutazione della vulnerabilità e di redazione del progetto definitivo, di una campagna di indagini finalizzata alla identificazione e conoscenza di:

- Geometria strutturale dell'edificio;
- Dettagli e tipologie costruttive delle murature;
- Valutazione della qualità e delle proprietà meccaniche delle strutture in muratura;
- Dettagli costruttivi delle strutture in c.a.;
- Qualità e proprietà meccaniche dei materiali delle strutture in c.a.;
- Tipologia costruttiva e geometria dei solai.

per i dettagli della quale si rimanda alla Relazione Tecnica Illustrativa redatta dall'Arch. Paolo Mori e relativi allegati.

La suddetta campagna di indagini, unitamente alle ricerche condotte per il reperimento dell'eventuale documentazione progettuale dell'edificio, ha permesso di conseguire un livello di conoscenza "**LC1: Conoscenza Limitata**" ai sensi del disposto dalla Circolare n° 617/09 a cui corrisponde un valore del fattore di confidenza **FC = 1,35**.

#### 3.2 METODI DI ANALISI E VERIFICHE DI SICUREZZA

La scelta del tipo di intervento, il dimensionamento dei rinforzi e l'analisi strutturale della struttura post-intervento e le corrispondenti verifiche di sicurezza sono state svolte ai sensi del D.M. 14/01/08 e della relativa Circolare applicativa (Circolare 617/09).

Il progetto di consolidamento strutturale e di adeguamento sismico dell'edificio è stato realizzato verificando la sicurezza degli elementi strutturali sia per carichi statici che per carichi sismici, considerando per quest'ultimi un'azione sismica di progetto pari a quella prevista dalla vigente normativa per il progetto di nuove costruzioni.

Poiché il §8.3 del D.M. 14/1/2008 riporta che *"La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU (...). Le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC)"*, il dimensionamento degli interventi di consolidamento e la valutazione della sicurezza dell'edificio post intervento è stato effettuato allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

La sicurezza strutturale dell'edificio post-intervento è stata verificata attraverso il confronto tra la resistenza degli elementi resistenti e le sollecitazioni su di essi agenti:

$$R_d \geq E_d$$

Dove

$R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;



$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto  $F_{dj} = F_{kj} \gamma_{Fj}$  delle azioni come indicato nel § 2.5.3, o direttamente  $E_{dj} = E_{kj} \gamma_{Ej}$ .

I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{Mj}$  e  $\gamma_{Fj}$ , associati rispettivamente al materiale  $i$ -esimo e all'azione  $j$ -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

### 3.3 CARICHI E MASSE PER LA VERIFICA SISMICA

Per attivare il moto delle costruzioni in presenza di sisma (nella modellazione FEM), dovuto alle forze d'inerzia che si generano, è necessario definire le masse associate ai carichi gravitazionali. Come è ben noto forza-peso e massa sono legate dalla relazione  $P = mg$  dove  $P$  è la forza peso,  $m$  è la massa e  $g$  l'accelerazione di gravità. E' dunque possibile ottenere le masse sismiche dividendo i pesi per  $g$  cioè  $m = P/g$ .

Nella meccanica classica la massa non dipende dalla direzione del moto ma è un coefficiente numerico che lega la forza all'accelerazione. Sperimentalmente si osserva l'identità della massa nelle varie direzioni del moto e non è praticamente possibile fare sì che vari a seconda della direzione.

In un modello agli elementi finiti le direzioni del moto sono chiaramente esplicitate nelle righe e colonne della matrice delle masse e delle rigidezze cosicché risulta possibile assegnare allo stesso nodo massa diversa nelle varie direzioni del moto.

E' possibile quindi in alcune circostanze sfruttare la possibilità di assegnare una massa  $m$  variabile nelle tre direzioni  $x, y, z$  al fine di ottenerne dei vantaggi computazionali.

Nel nostro caso la massa sarà assegnata solo in direzione  $x$  e  $y$  e sarà nulla in direzione  $z$  in modo da eliminare la famiglia intera dei modi associati alla direzione  $z$ . Questo è permesso dal D.M. 14/01/08 poiché il sisma verticale non deve essere considerato per questo tipo di struttura.

Nell'assemblaggio della matrice delle masse occorre tenere presente che vengono generate sia masse traslazionali che rotazionali. Le prime associate a gradi di libertà traslazionali sono termini scalari legati all'energia cinetica tramite una velocità traslazionale al quadrato le seconde sono momenti di inerzia associati a gradi di libertà rotazionali e alla energia cinetica per mezzo di velocità angolari al quadrato.

*Da un punto di vista pratico la generazione delle masse avviene quindi mediante la trasformazione automatica dei carichi statici in masse. Tale procedura può avvenire mediante due tipologie di approccio:*

- Consistent masses;
- Lumped masses.

Nel primo approccio la matrice delle masse di ciascun elemento viene ottenuta a partire dalla densità di massa e dalla matrice delle funzioni di forma. Tale matrice risulta in generale piena e non diagonale e il successivo assemblaggio delle matrici di tutti gli elementi porterà ad una matrice globale anch'essa non diagonale.

L'altro approccio evita le masse rotazionali e fa in modo che la somma delle masse dei nodi in ogni direzione sia uguale alla massa dell'elemento. In tal modo si ottiene una matrice delle masse globale diagonale la cui inversa può essere ottenuta semplicemente facendo i reciproci dei termini non nulli.

Esistono casi in cui la quantità e la distribuzione della massa da assegnare al modello non sono note a priori ma risultano variabili in relazione alla molteplicità di configurazioni possibili.

Tutto questo implicherebbe la necessità di effettuare più analisi modali e prefigurare configurazioni delle masse variabili in termini di intensità e distribuzione a favore di sicurezza e che involupino la moltitudine delle situazioni possibili.

Il D.M. 14/01/08 si limita invece a trasformare attraverso determinati coefficienti le azioni variabili in “quasi permanenti” e fissano la frazione di massa variabile da considerare a seconda della destinazione d’uso degli ambienti.

Nel trasformare i carichi in masse si è tenuto conto di quanto previsto dal punto 3.2.4 del D.M. 14/01/08 ed assumendo che la massa da considerare per le verifiche allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita sia quella associata al seguente livello di azioni statiche:

$$G_1 + G_1 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2j}$  sono riportati nella Tabella 2.5.I del D.M. 14/01/08, qui riportata n stralcio.

**Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
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 $\leq 30$ 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 $\leq 1000$ 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 3-1: Coefficienti di combinazione secondo tabella 2.5.I del D.M. 14/01/08.**

### 3.4 COMBINAZIONE DI CARICO STATICHE AGLI SLU

Nell’ambito della valutazione di sicurezza si farà riferimento anche alle azioni statiche ossia quelle azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti.

La combinazione delle azioni statiche applicata per l’analisi è la seguente, prevista al § 2.5.3 delle NTC

$$F_d = \gamma_{g1} G_1 + \gamma_{g2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \sum (\gamma_{Qki} \psi_{2i} Q_{ki})$$

Dove le azioni risultano:

$G_k$  valore caratteristico delle azioni permanenti, divise in  $G_{k1}$  = azioni permanenti pesi propri e  $G_{k2}$ = azioni permanenti portate

$Q_{1k}$  valore caratteristico dell’azione variabile dominante

$Q_{ik}$  valore caratteristico dell’azione variabile

$\Psi_{0i}$  coefficienti di combinazione delle varie condizioni di carico

I coefficienti parziali di sicurezza sono riportati nella Tabella 2.6.I del D.M. 14/01/2008, qui riportata in stralcio (Tabella 3-2).

**Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>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 3-2: Coefficienti parziali di sicurezza secondo tabella 2.6.I del D.M. 14/01/2008**

### 3.5 COMBINAZIONI DI CARICO SISMICHE ALLO SLV

In generale la combinazione di carico sismica utilizzata per le verifiche della sicurezza strutturale è la seguente:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + \sum (\psi_{2i} Q_{ki})$$

Dove le azioni risultano:

$E$  azione sismica per lo stato limite in esame

$G_1$  peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

$G_2$  peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

$\psi_{2i}$  coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente dell'azione variabile  $Q_i$ ;

$Q_{ki}$  valore caratteristico della azione variabile  $Q_i$ .

Poiché il calcolo e dimensionamento degli interventi di adeguamento sismico dell'edificio è stato effettuato utilizzando una analisi statica non lineare, la struttura è stata prima caricata staticamente con la combinazione  $G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$  e successivamente è stato applicato il carico sismico come riportato nella relazione di calcolo.

### 3.6 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata (Tab. 2.4.I del D.M. 14/01/08; §2.4.1).

**Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere**

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

L'edificio in esame appartiene alla categoria di “Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale”, quindi si assume che la sua vita nominale sia pari a  $V_N = 50$  anni.

Il coefficiente d'uso viene, invece, definito in funzione delle conseguenze connesse ad una interruzione di operatività o ad un eventuale collasso. Data l'importanza degli uffici che hanno sede nell'edificio in oggetto. In considerazione delle attività istituzionali che vengono svolte nell'edificio e dell'importanza di esse ai fini della protezione civile si è scelto una **classe d'uso pari a IV**, per il quale si definisce un coefficiente d'uso  $C_U = 2,0$  (D.M. 14/01/08; Tab. 2.4.II.).

**Tab. 2.4.II** – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

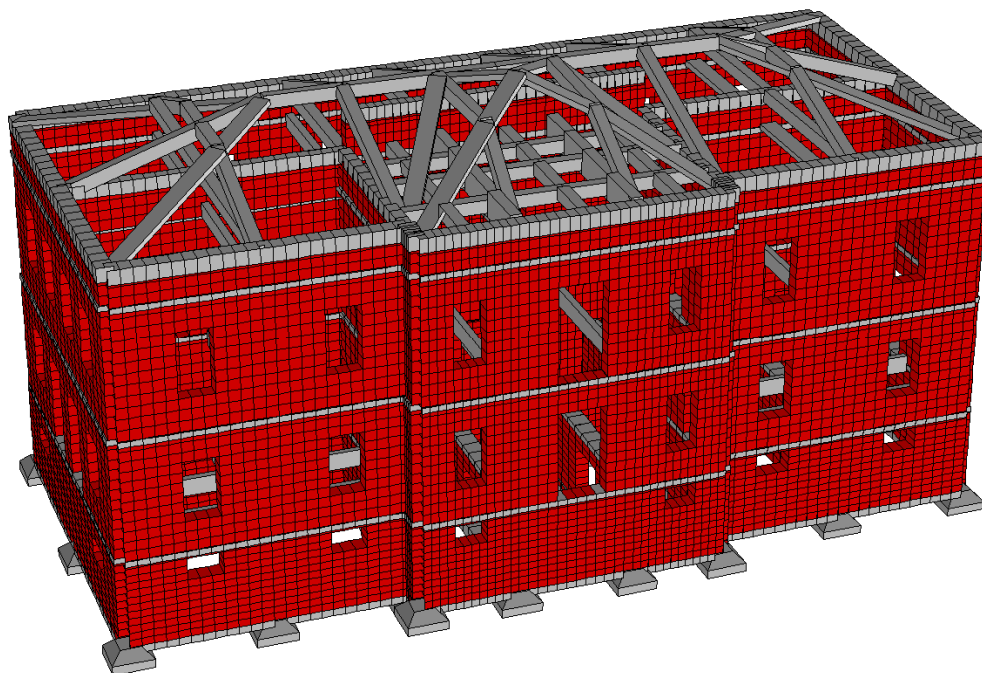
L'azione sismica viene valutata in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il periodo di riferimento del fabbricato in oggetto, espresso in anni, è dunque pari a  $V_R = 50 \times 2,0 = 100$  anni.

### 3.7 CRITERI DI MODELLAZIONE

Il comportamento globale della struttura, nel suo stato di progetto, è stato studiato mediante un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta utilizzando i criteri di modellazione e verifica definiti ai punti del D.M. 14/01/2008: 7.2 (modellazione), 7.8.1.5 (metodi di analisi) e 4.5.6, 7.8.2 (verifiche di sicurezza), con le precisazioni del punto C8.7.1.5 (modelli di capacità per la valutazione) relativo alla Circolare applicativa al D.M. 14/01/2008.



**Figura 3-1** Modello di calcolo FEM con software PRO-SAP

#### **4. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO PER IL CONSOLIDAMENTO STATICO E L'ADEGUAMENTO SISMICO**

Facendo seguito ai risultati delle precedenti verifiche di vulnerabilità sismica ed alla redazione del progetto definitivo con gli interventi di consolidamento previsti per l'adeguamento statico e sismico dell'edificio, si è proceduto con la redazione del presente progetto esecutivo.

Considerata la scadente resistenza residua a compressione del conglomerato cementizio si è scelto, conformemente al progetto definito, di fare affidamento sulla resistenza delle sole strutture verticali in muratura.

L'obiettivo del progetto esecutivo è quello di recuperare la struttura nella totalità prestando particolare attenzione agli elementi di pregio o valenza storica, garantendo nel contempo la sicurezza statica e sismica dell'edificio in accordo alle normative vigenti.

Ulteriore scopo che si è proposto il progetto è quello di realizzare il recupero del piano seminterrato dell'edificio, attualmente adibito in parte ad archivio ed in parte a deposito, al fine di poterlo utilizzare per funzioni amministrative o sociali.

Assegnati i carichi di progetto legati ad un uso pubblico (sovraccarico accidentale per uffici aperti al pubblico: 3 kN/m<sup>2</sup>), le verifiche numeriche sui vari elementi strutturali hanno consentito di ottimizzare gli interventi di consolidamento statico ed adeguamento sismico previsti in sede di progetto definitivo.

Gli interventi in progetto sono stati rivolti a singole parti del manufatto, contenendone il più possibile l'estensione ed il numero, evitando di alterare in modo significativo l'originale distribuzione delle rigidità negli elementi ed integrandoli con la struttura esistente in modo tale da produrre il minimo impatto sul manufatto.

Nella scelta delle tecniche d'intervento si è data preferenza a quelle meno invasive e maggiormente compatibili con i criteri della conservazione pertanto si è fatto ricorso a tecniche di consolidamento pre-moderne opportunamente aggiornate ed esecutivamente semplificate grazie a strumenti e tecnologie contemporanee.

L'utilizzo di nuovi materiali, risultanti dall'innovazione tecnologica, è stato valutato alla luce dei criteri di compatibilità e durabilità nel tempo, in relazione alla materia storica ed alla reversibilità; si è cercato di rispettare la concezione e le tecniche originarie della struttura, nonché le trasformazioni significative avvenute nel corso della storia del manufatto.

Vengono riportate di seguito le piante dell'edificio con l'identificazione e l'ubicazione degli interventi di progetto al fine di garantire il consolidamento statico e l'adeguamento sismico dell'edificio ai sensi del D.M. 14/01/2008. Gli interventi proposti sono in linea con gli indirizzi contenuti nel §8.7.4 del D.M. 14/1/2008 e dell'Appendice C8A.5 della Circolare n° 617/09.





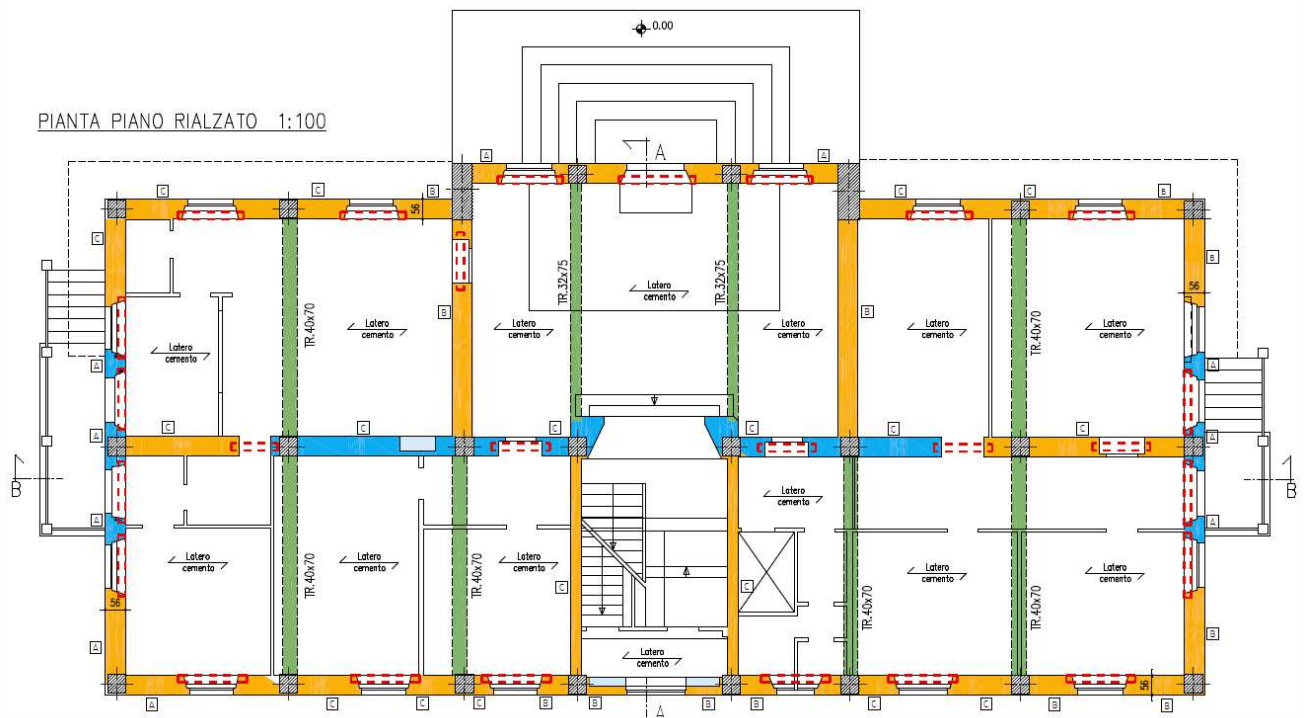


Figura 4-3: Pianta interventi Piano Rialzato e Secondo Impalcato (calpestio piano primo).

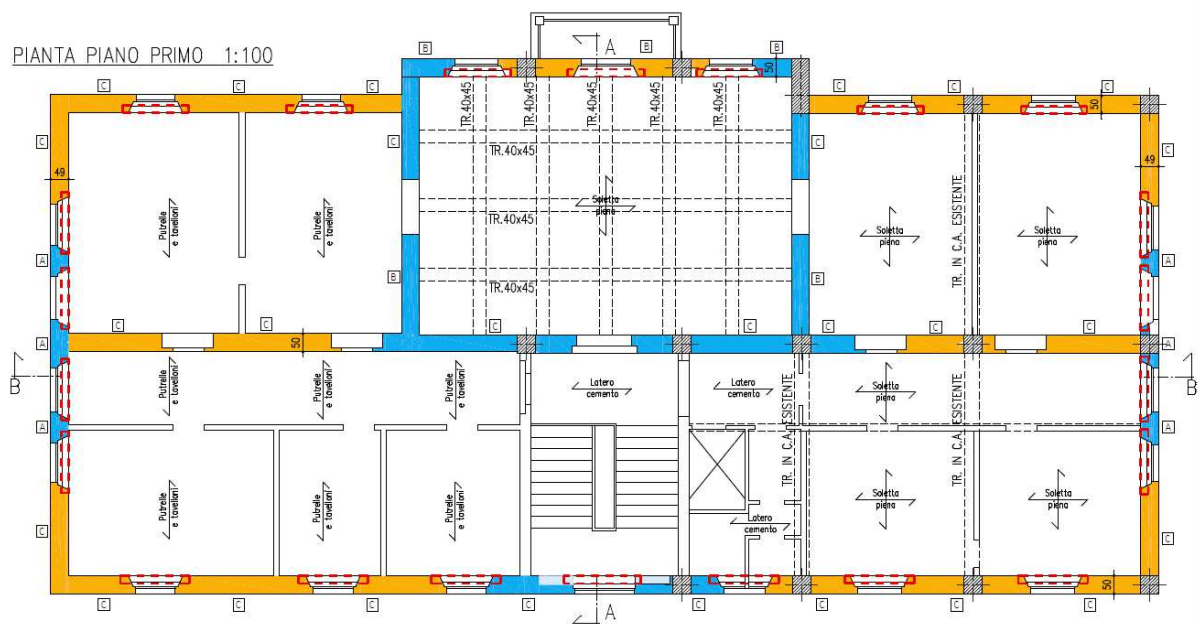


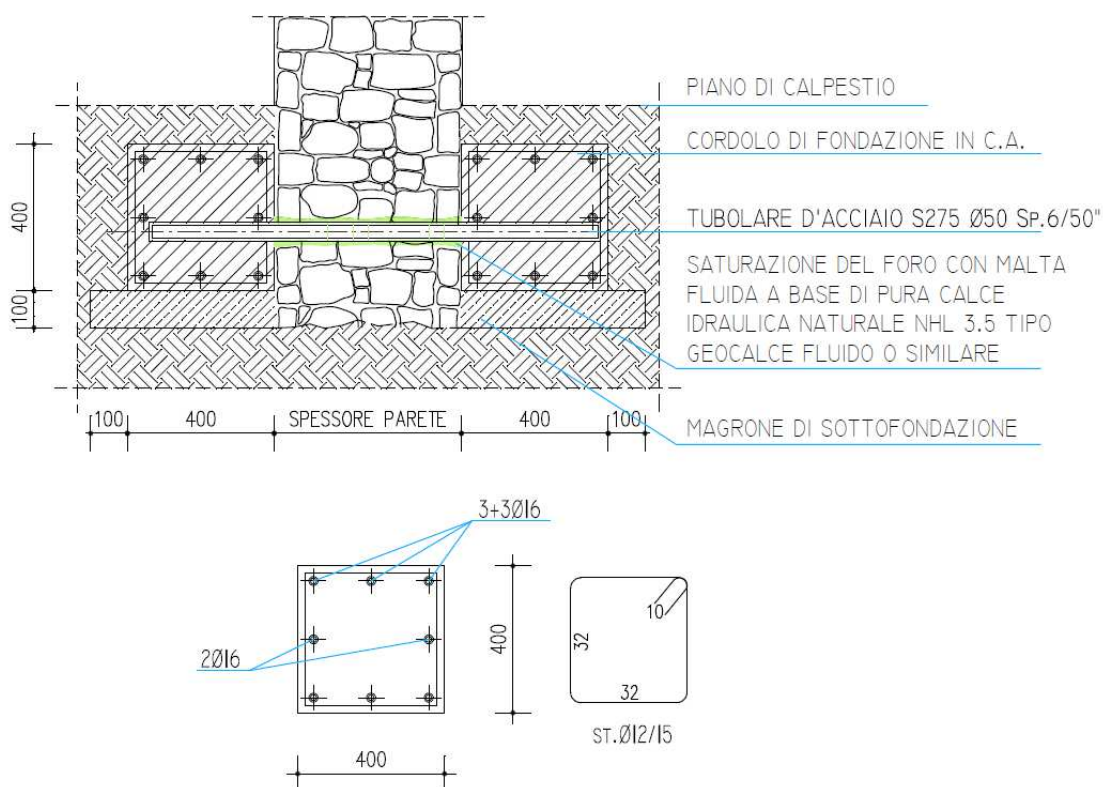
Figura 4-4: Pianta interventi Piano Primo e Terzo Impalcato (solaio di sottotetto).

## 4.1 STRUTTURE DI FONDAZIONE

Gli scavi e le indagini geologiche hanno consentito di definire la natura del terreno, di tipo ghiaioso in matrice limoso-argillosa con buone qualità di compattezza, e la geometria delle strutture di fondazione, costituite da plinti posti in corrispondenza dei pilastri in c.a. di elevazione e collegati da travi di sezione rettangolare 50x60 cm.

Le verifiche geotecniche hanno dato esito positivo ed il fabbricato non presenta un quadro fessurativo che possa far presumere la presenza di cedimenti differenziali od altre problematiche legate all'interazione terreno-struttura. Non si ritiene quindi necessario procedere con interventi in fondazione fatta eccezione per un setto in muratura nel piano interrato che, come emerso nel corso della fase di indagini diagnostiche, non fonda su una trave in c.a. ma su una sottomurazione di scadente qualità in pietrame gettato a sacco.

Per tale muratura vi è quindi la necessità di realizzare una fondazione che sia adeguata a trasmettere al terreno i carichi delle strutture di elevazione, mediante la realizzazione di una coppia di cordoli di fondazione in c.a.



### NOTE

- IL PIANO DI POSA DEL MAGRONE DI SOTTOFONDAZIONE DEVE POGGIARE SU UNO STRATO DI TERRENO COMPATTO.
- IL PIANO DI POSA DEI CORDOLI IN C.A. DEVE ESSERE DEFINITO IN CANTIERE PERCHÉ DEVONO ATTESTARSI ALLA STESSA QUOTA DELLA FONDAZIONE ESISTENTE IN C.A. PER PERMETTERNE LA CONNESSIONE MEDIANTE L'INGHISAGGIO DELL'ARMATURA LONGITUDINALE

**Figura 4-5: intervento di ringrosso fondazione mediante cordoli in c.a.**

## 4.2 STRUTTURE DI ELEVAZIONE

A causa dell'elevato grado di sollecitazione, soprattutto ai primi piani, si può prevedere l'esecuzione di una serie di interventi aventi la finalità sia di restituire monoliticità alle murature che di incrementarne la resistenza.

Inoltre, date le scadenti caratteristiche meccaniche del conglomerato cementizio costituente le strutture portanti in c.a. di elevazione, si ritiene opportuno intervenire con un consolidamento anche delle travi di piano.

Gli interventi proposti possono essere distinti nel seguente modo:

1. Chiusura nicchie ed aperture;
2. Interventi per incrementare la resistenza delle murature portanti;
3. Interventi per garantire la continuità materica e strutturale dei cantonali;
4. Interventi sugli architravi e sulle fasce di piano;
5. Interventi sulle travi in c.a.

### 4.2.1 CHIUSURA DI NICCHIE ED APERTURE

Prima di procedere al consolidamento dei pannelli murari ed al fine di conferire alla struttura una maggiore rigidezza in entrambe le direzioni si prevede di realizzare la chiusura delle nicchie e di alcune aperture non essenziali all'utilizzo del fabbricato, in particolare in corrispondenza del piano seminterrato.

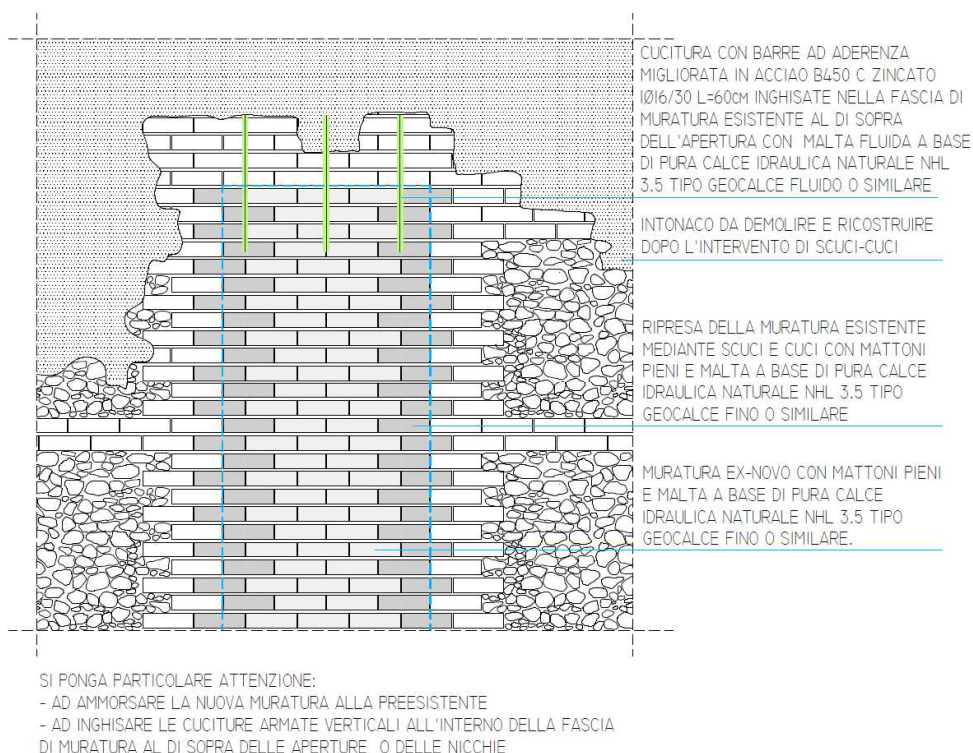
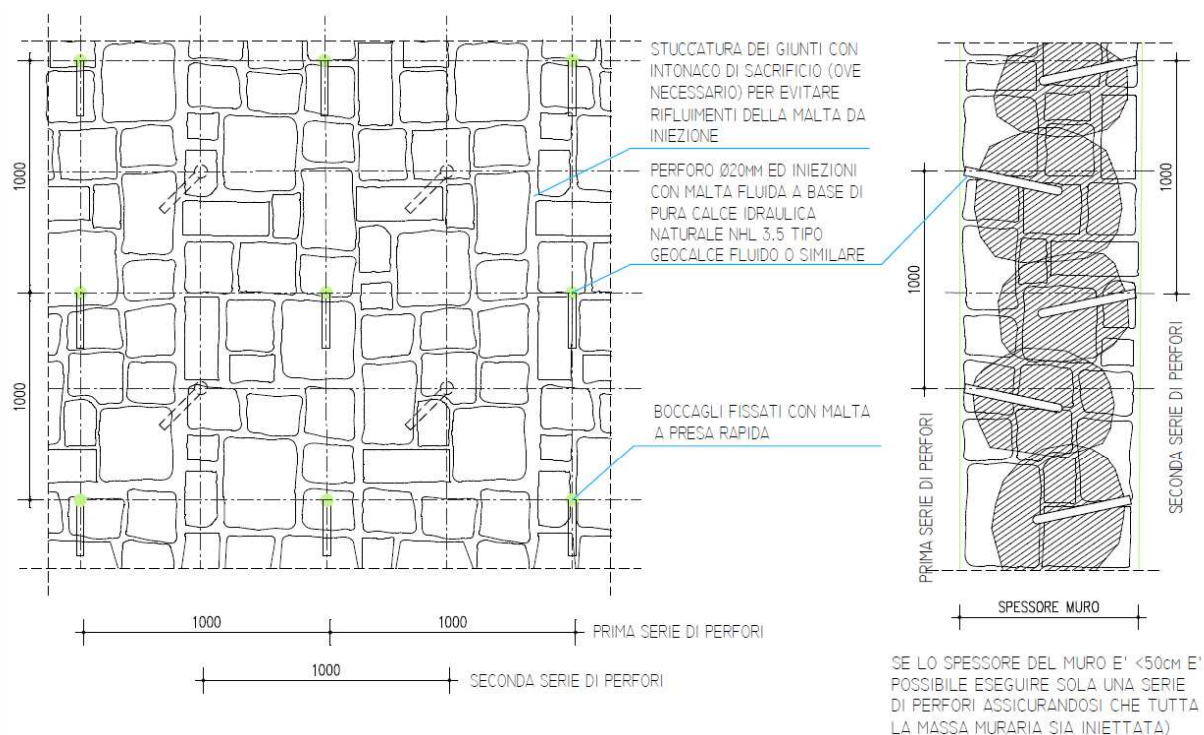


Figura 4-6: intervento di consolidamento delle murature del piano seminterrato con chiusura di nicchie ed aperture.



#### 4.2.2 INTERVENTI PER INCREMENTARE LA RESISTENZA DELLE MURATURE PORTANTI

Si prevedono innanzitutto iniezioni di malta al fine di aumentare la capacità di resistenza delle strutture in muratura. Questa tecnica di consolidamento di strutture in muratura rappresenta una delle tecniche d'intervento più usate, poiché è una metodologia non invasiva architettonicamente, di facile e rapida applicazione ed economicamente vantaggiosa. Il metodo consiste nell'iniettare una miscela di legante, in pressione o per gravità, nei vuoti presenti della parete che s'intende consolidare in modo da ripristinare la continuità in caso di stati lesionativi diffusi o di migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura.



REALIZZARE PRELIMINARMENTE UN INTONACO TEMPORANEO DI SACRIFICIO (OVE MANCANTE) E PROCEDERE ALLA DISPOSIZIONE DI UN RETICOLO DI BOCCAGLI DA SISTEMARE IN CORRISPONDENZA DEI PERFORI O DELLE NATURALI LESIONI DELLE MURATURE, SIGILLATI CON MALTA A PRESA RAPIDA. I PERFORI SONO DI ALMENO 20 MM, ESEGUITI A ROTAZIONE, CON MAGLIA DI CIRCA 50x50 CM E COMUNQUE DISPOSTI INCLINATI IN BASSO E DISTRIBUITI IN MODO DA ASSICURARE UNA SUFFICIENTE ZONA DI SOVRAPPOSIZIONE DELLE INIEZIONI. ALMENO 24 ORE PRIMA DELLA INIEZIONE DELLA MALTA OCCORRE INIETTARE ACQUA DAI TUBI PREDISPOSTI AL FINE DI SATURARE LA POROSITÀ DEL MATERIALE E RIMUOVERE LE PARTI SCiolTE ED INCOERENTI DELLA MURATURA. PER LE INIEZIONI UTILIZZARE UNA MALTA FLUIDA A BASE DI PURA CALCE IDRAULICA NATURALE NHL 3,5 TIPO GEOCALCE FLUIDO O SIMILARE.

**Figura 4-7: intervento di consolidamento delle murature con iniezioni di malta.**

Qualora l'intervento di consolidamento delle murature mediante iniezione di miscele leganti non sia da solo sufficiente e sia necessario incrementare ulteriormente la capacità portante e la duttilità delle murature, si è previsto di realizzare un rinforzo a pressoflessione e/o a taglio con tessuti in fibra di fibra di acciaio ad elevata resistenza applicati mediante malta tixotropica.

Questa tecnica di consolidamento è efficacemente utilizzata da alcuni anni per la conservazione e il recupero delle strutture di interesse storico-artistico in muratura. Le caratteristiche principali del sistema sono la resistenza meccanica e chimica, il peso e lo spessore limitati, nonché la facilità e la duttilità di applicazione.

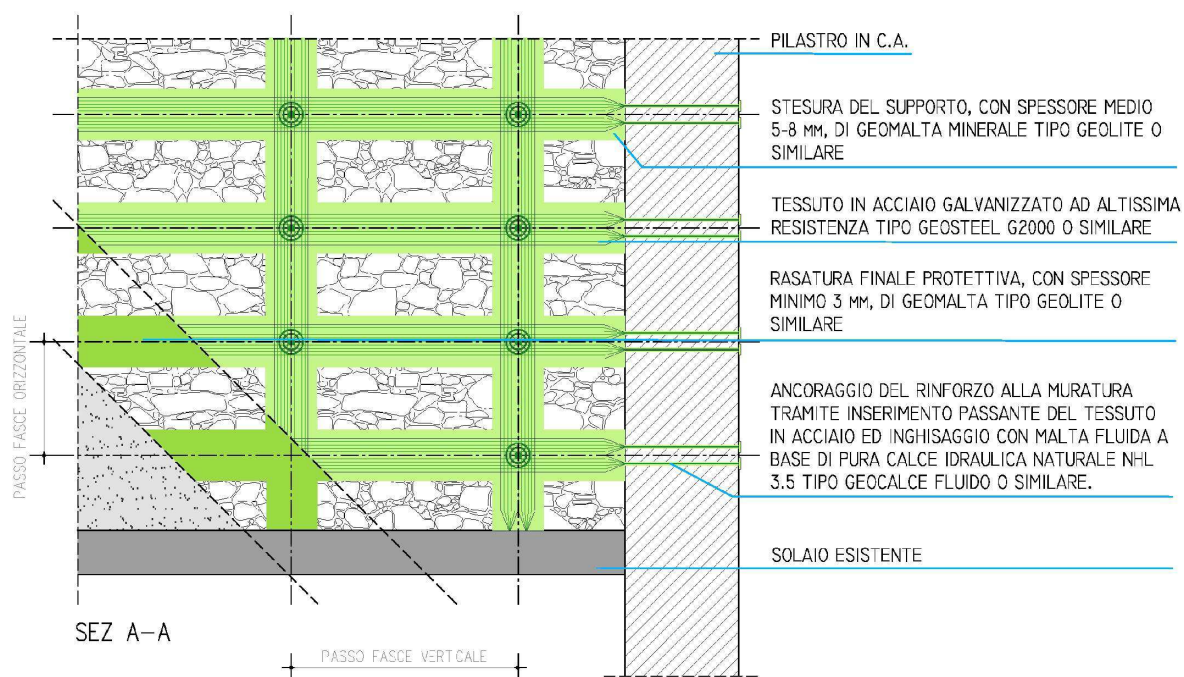
A tale proposito la Circolare 617/09 al punto C8.7.1.8 specifica che nel caso in cui nell'intervento si faccia uso di materiali compositi (FRP), ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rinforzati si possono adottare le Istruzioni CNR-DT 200/2004 e s.m.i. Si ricorda che il DT200 è stato affiancato da nuove linee guida sul rinforzo strutturale approvate dal Consiglio Superiore LL PP in data 8 marzo 2012 (CNR-DT 200 R1/2012) e per questo il presente



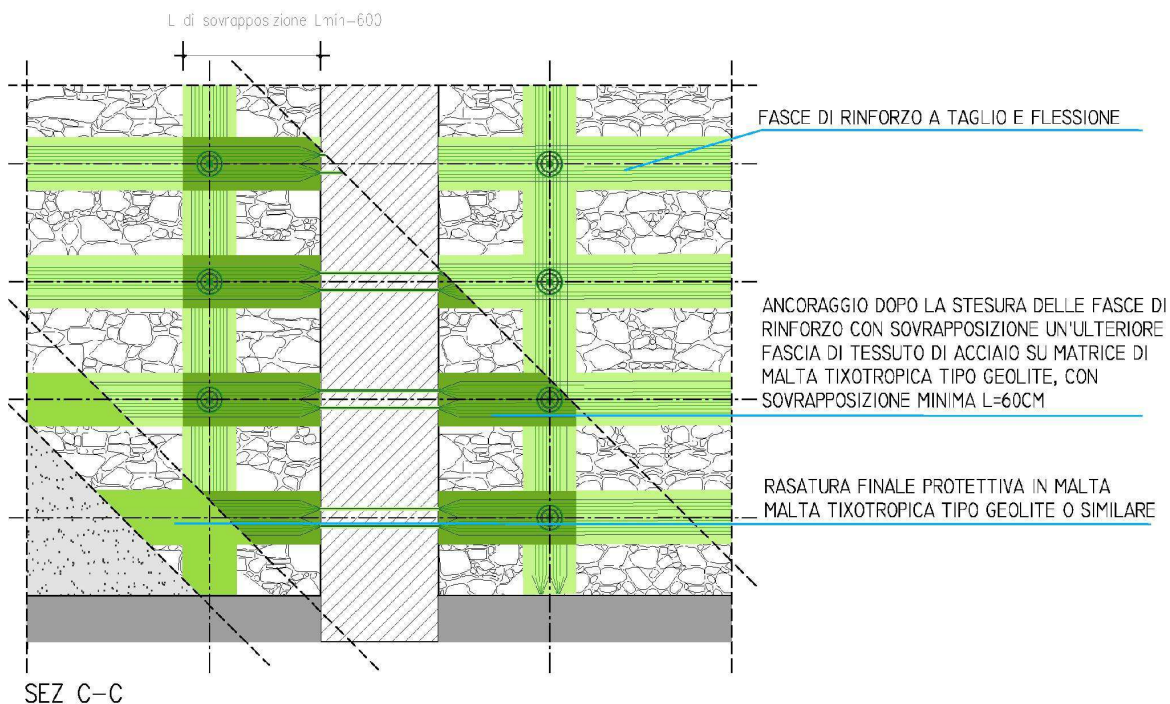
progetto è stato eseguito in accordo con le indicazioni contenute in tale documento. Su tale base di esperienza si muovono anche le indicazioni della Circolare 617/09 che propone interventi volti a determinare il collegamento dell'organismo strutturale in ogni sua parte ma nel rispetto dell'equilibrio tra le inerzie degli elementi strutturali verticali e orizzontali.



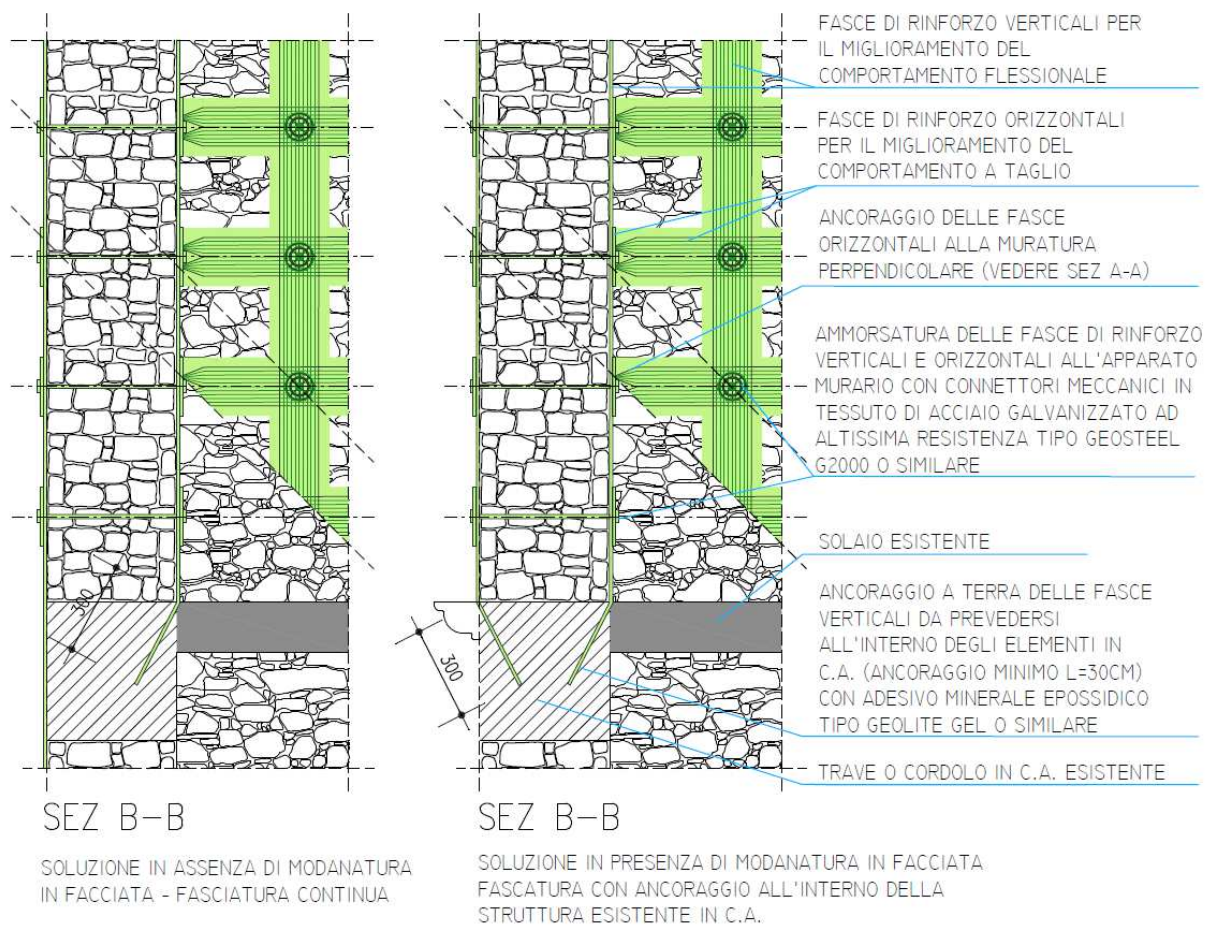
**Figura 4-8: pianta rinforzo a taglio e flessione con tessuti in fibra di acciaio su muratura, sez. d'angolo e interna**



**Figura 4-9: rinforzo a flessione e a taglio con tessuto in fibra di acciaio: sez.A-A d'angolo**



**Figura 4-10: rinforzo a flessione e a taglio con tessuto in fibra di acciaio: sez.A-A interna**

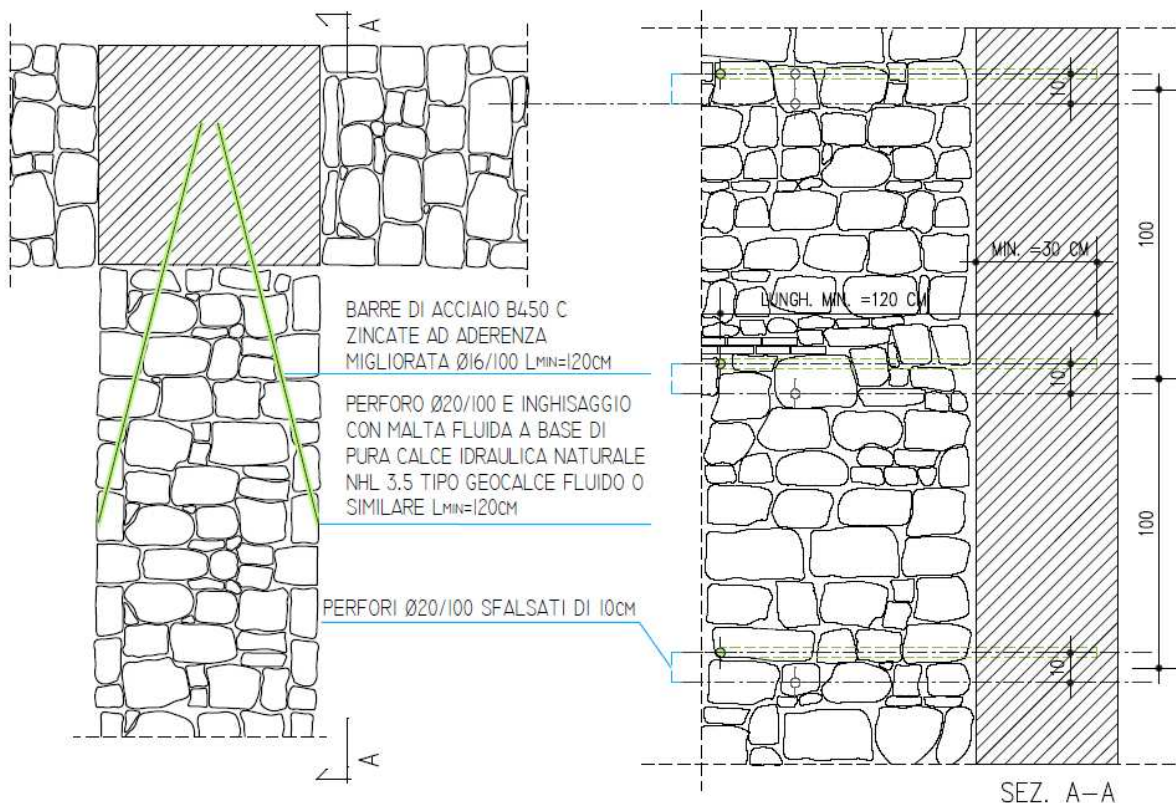


**Figura 4-11: rinforzo a flessione e a taglio con tessuto in fibra di acciaio: sez.B-B**



#### 4.2.3 INTERVENTI PER GARANTIRE LA CONTINUITÀ MATERICA E STRUTTURALE DEI CANTONALI

Le indagini strutturali eseguite nell'ambito della valutazione di vulnerabilità sismica e del progetto definitivo hanno evidenziato come una delle murature di controvento del piano seminterrato non è strutturalmente connessa al prospetto ed alla muratura di spina. Per detta muratura si è quindi previsto un intervento di connessione strutturale mediante cuciture armate con barre in acciaio.



##### DESCRIZIONE

INTERVENTO INDICATO PER CREARE LA CONTINUITÀ STRUTTURALE TRA L'ELEMENTO MURARIO ED IL PILASTRO IN C.A..

L'INIEZIONE ARMATA CREA LA SOLIDARIETÀ TRA I VARI ELEMENTI STRUTTURALI.

##### ESECUZIONE

A) PERFORAZIONE (Ø20) PER L'ALLOGGIAMENTO DELLA BARRA (PERFORARE IL PILASTRO PER CIRCA 30 CM)

B) LAVAGGIO DEI FORI CON ACQUA IMMESSA A MODESTA PRESSIONE FINO A SATURAZIONE.

C) IMMISSIONE NEI FORI DI BARRE IN ACCIAIO B450C ZINCATE AD ADERENZA MIGLIORATA (Ø16) L<sub>min</sub>=120cm.

D) SIGILLATURA DEI PERFORI CON INIEZIONI DI MALTA COLABILE A BASE DI PURA CALCE IDRAULICA NATURALE NHL 3.5 A BASSA PRESSIONE.

N.B.: LE PERFORAZIONI INCROCIATE DOVRANNO ESSERE SFALSATE DI ALMENO 10 CM PER NON INCONTRARSI TRA LORO.

##### CARATTERISTICHE

PARTICOLARE CURA ANDRÀ POSTA NELL'ESECUZIONE, LA BUONA RIUSCITA DELL'INTERVENTO È AFFIDATA ALL'ADERENZA DEGLI ELEMENTI METALLICI CON LA MISCELA DI INIEZIONE E DI QUESTA ALLA MURATURA ED AL PILASTRO IN C.A..

**Figura 4-12: intervento di “cucitura armata” per la connessione della muratura di controvento con quelle del prospetto e di spina.**

Le medesime indagini hanno inoltre mostrato che i pilastri in c.a. sono stati realizzati effettuando il getto direttamente entro le murature in pietrame, cosa che, malgrado la scadente resistenza residua a compressione del conglomerato cementizio, è usualmente sufficiente a garantire una adeguata connessione strutturale tra le due tipologie strutturali. Un miglioramento della connessione strutturale tra le strutture verticali in c.a. ed in muratura verrà comunque ottenuta come effetto del consolidamento dell'edificio mediante fasce di tessuto in fibra di acciaio, vuoi per effetto della continuità delle fasce orizzontali o per effetto degli sfocchi di connessione, secondo gli schemi strutturali mostrati in precedenza.

#### 4.2.4 INTERVENTI SUGLI ARCHITRAVI E SULLE FASCE DI PIANO

Per il consolidamento delle fasce di piano in corrispondenza delle aperture è stato previsto l'inserimento, sopra l'apertura, di profilati in acciaio di sezione HEB140 collegati alla sovrastante muratura mediante barre filettate M16 in acciaio 8.8 inghisate nella muratura con malta a base di calce idraulica naturale NHL 3.5.

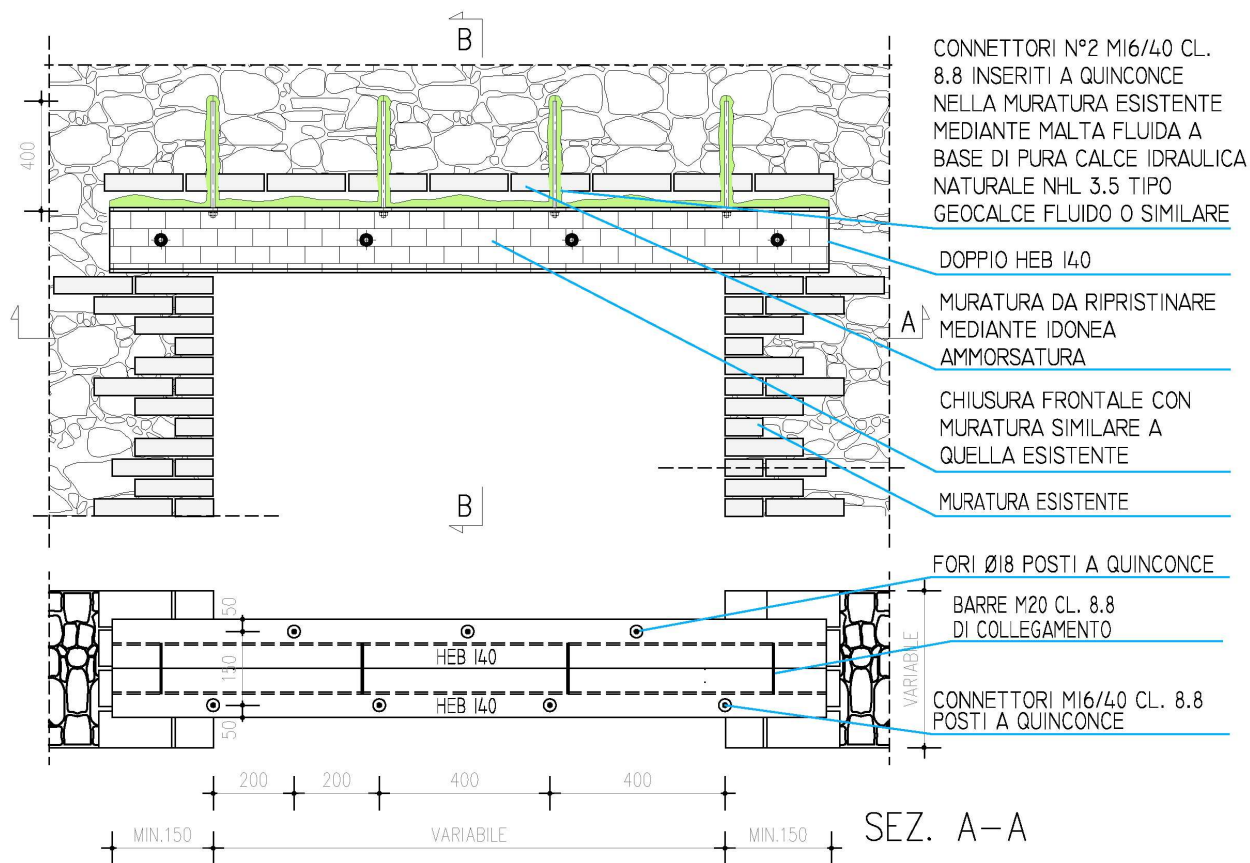


Figura 4-13: intervento inserimento architrave su apertura

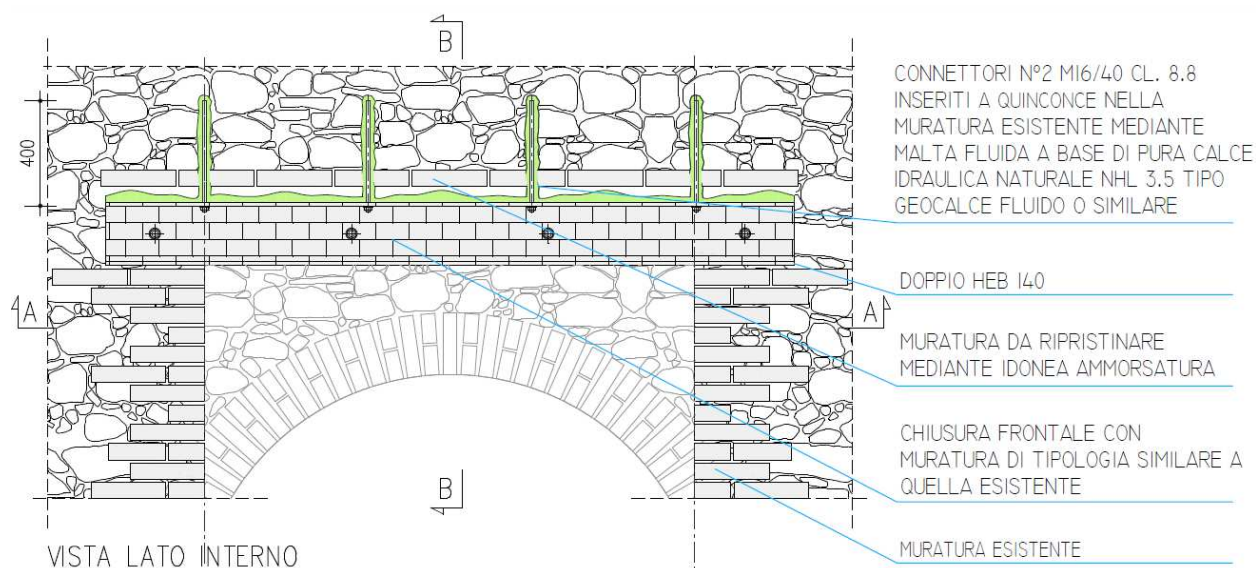
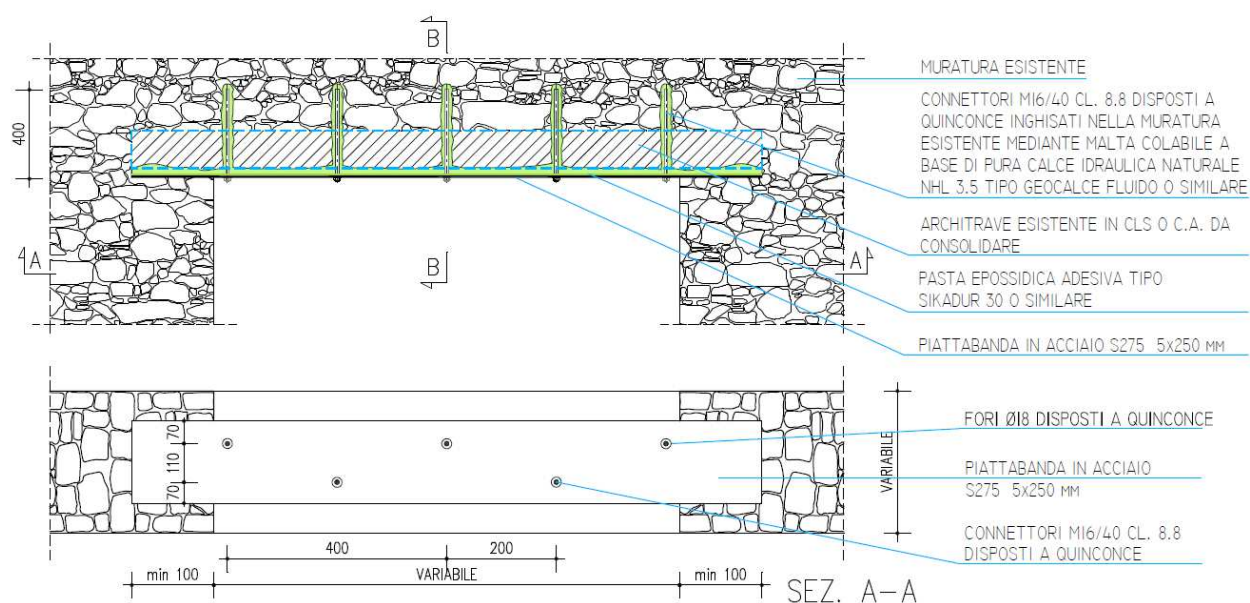


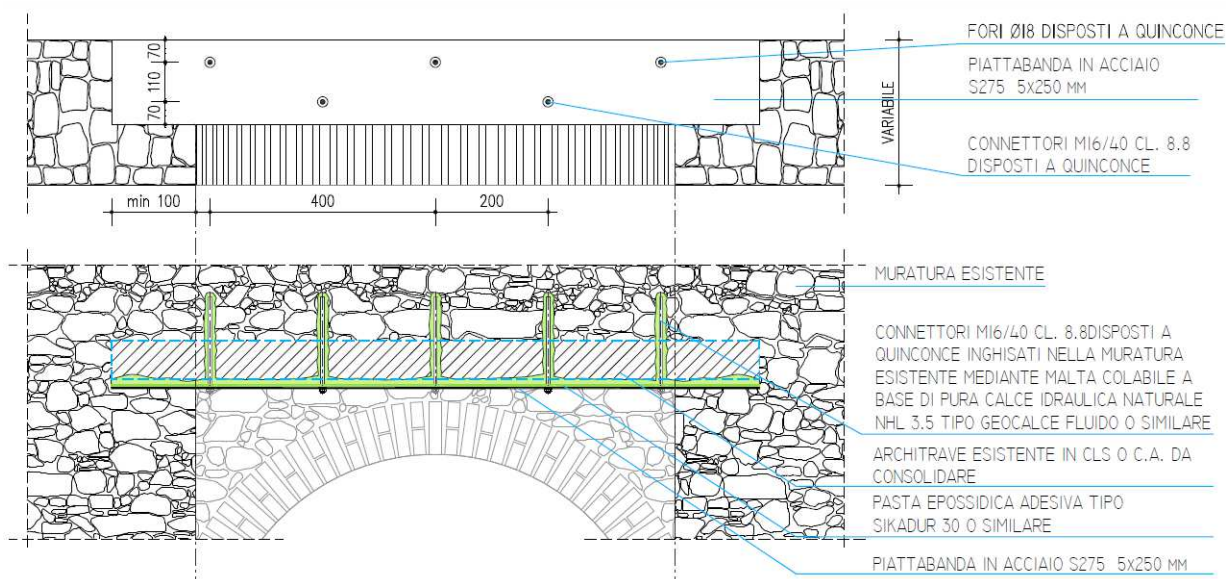
Figura 4-14: intervento inserimento architrave su apertura ad arco



Ove si riscontri la presenza di architravi in calcestruzzo od in c.a. sopra le aperture, si procederà con il consolidamento dell'architrave esistente mediante applicazione ad intradosso di un piatto 250x5 mm in acciaio S275 collegato mediante incollaggio strutturale all'architrave e mediante barre filettate M16 in acciaio 8.8 inghisate nella muratura con malta a base di calce idraulica naturale NHL 3.5.



**Figura 4-15: intervento inserimento piattabanda su apertura con architrave in c.a.**



**Figura 4-16: intervento inserimento piattabanda su apertura ad arco con architrave in c.a.**

#### 4.2.5 INTERVENTI SULLE TRAVI IN C.A.

In considerazione della scadente resistenza residua a compressione del conglomerato cementizio delle strutture portanti di elevazione in c.a. e del ridotto quantitativo di staffe presenti nelle travi di piano, è stato previsto il consolidamento a taglio di dette travi.

Il consolidamento verrà effettuato secondo due diverse tipologie di intervento. Per le travi di sezione 32x75 del primo impalcato (piano seminterrato) e per tutte le travi di piano del secondo impalcato (piano rialzato) è stato previsto un consolidamento mediante inserimento ad intradosso di un profilato UPN 160 od UPN 180, connesso alla trave mediante incollaggio strutturale e poggiante su selle in acciaio collegate alle murature/pilastrini in c.a. mediante piastra e contropiastra e barre filettate passanti.

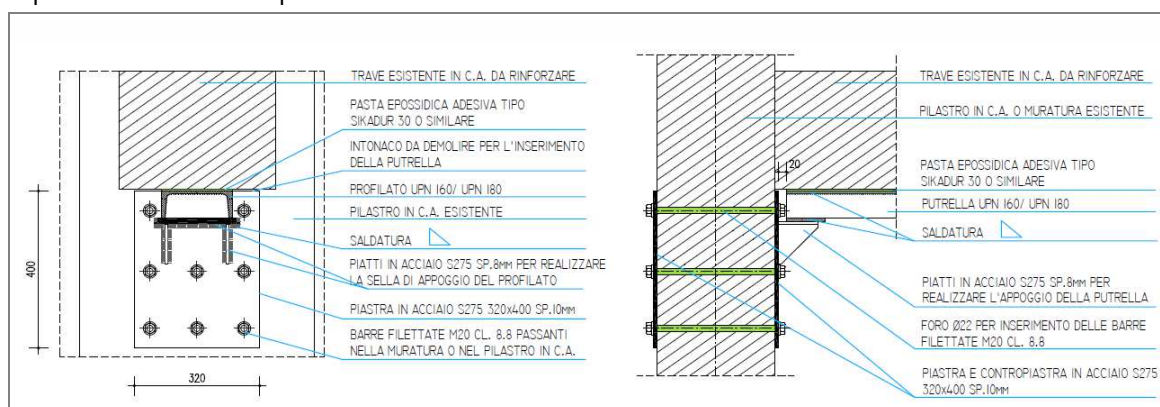


Figura 4-17: intervento di rinforzo delle travi in c.a. con inserimento ad intradosso di profilati in acciaio

Per le travi 25x60 del primo impalcato (piano seminterrato) è stato previsto il rinforzo a taglio in prossimità della sezione di vincolo mediante fasciatura ad "U" della trave con fasce di tessuto in acciaio ad alta resistenza applicate mediante incollaggio strutturale.

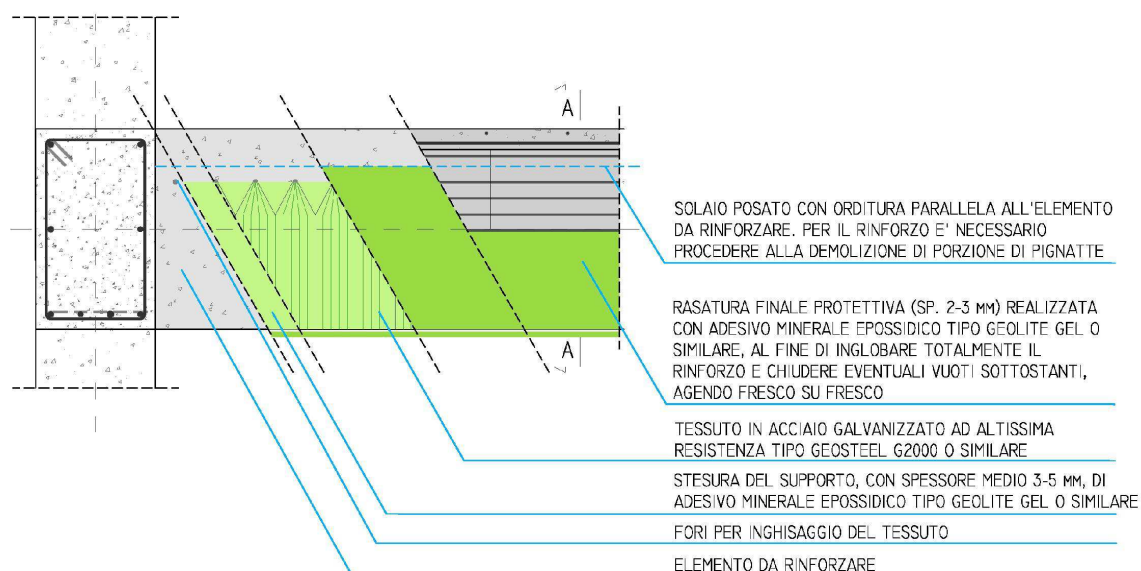
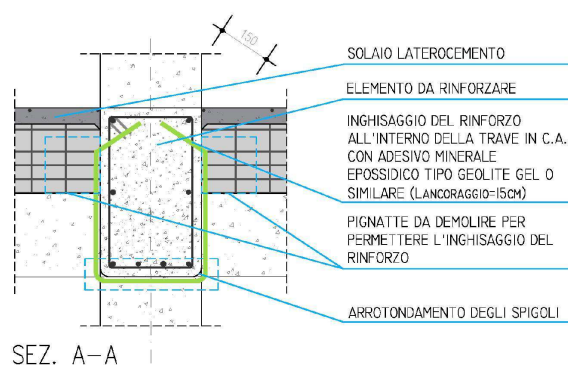
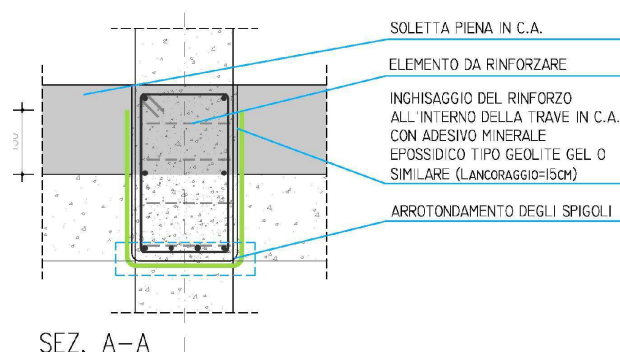


Figura 4-18: intervento di rinforzo a taglio travi in c.a. mediante fasciatura in fibra di acciaio

IN CASO DI SOLAIO IN LATEROCEMENTO

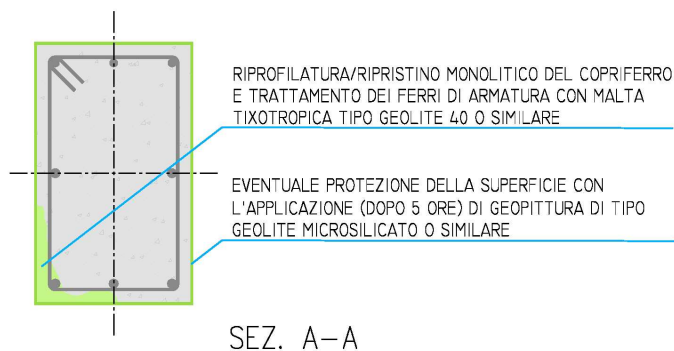
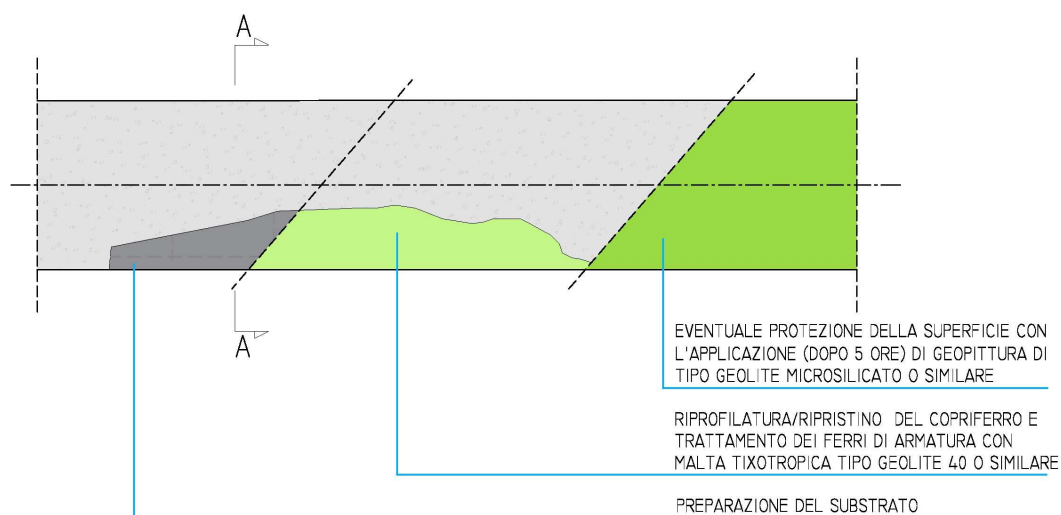


IN CASO DI SOLETTA PIENA IN C.A.



**Figura 4-19: particolare intervento di rinforzo a taglio travi in c.a. mediante fasciatura in fibra di acciaio**

Qualora all'atto dei lavori si riscontri la presenza di travi ammalorate o con distacchi di porzioni di copriferro, si procederà alla rimozione del calcestruzzo ammalorato ed alla riprofilatura della sezione mediante malta tixotropica da ripristino.



**Figura 4-20: intervento di ripristino del copriferro o riprofilatura della sezione**

### 4.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI PER GLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO

#### 1) Strutture in c.a.

Per le strutture in c.a. (cordolo di fondazione) si prevede di utilizzare i seguenti materiali:

- Conglomerato cementizio magro: C12/15;
- Conglomerato cementizio strutture di fondazione e controterra: C25/30, slump S4, classe esp. XC2
- Barre di armatura ad aderenza migliorata: B450C;

#### 2) Strutture in acciaio

Per le strutture in acciaio (profilati e piatti di consolidamento, barre filettate di connessione e bulloneria) si prevede di utilizzare i seguenti materiali:

- Acciaio da carpenteria (profilati, piatti): S275JR, zincato;
- Viti, bulloni e barre filettate: Classe 8.8;
- Dadi 8;

Le strutture in acciaio dovranno essere realizzate in classe di esecuzione EXC3 secondo norma UNI EN 1090. Le saldature dovranno essere realizzate in officina.

#### 3) Resine per inghisaggio di barre entro strutture in c.a.

Per l'installazione di barre filettate o di barre di armatura entro strutture in c.a. esistenti si utilizza un ancorante chimico tipo Hilti "HIT-RE 500-SD" od equivalente.

#### 4) Resine per incollaggio strutturale di elementi in acciaio

Per l'incollaggio strutturale di piatti in acciaio su strutture in c.a. si utilizza una resina epossidica in pasta tipo Sika "Sikadur-30" od equivalente avente le caratteristiche minime di seguito riportate.

- |  |      |     |
|--|------|-----|
| - Resistenza a compressione a 7 giorni | 70   | MPa |
| - Resistenza a taglio a 7 giorni       | 14   | MPa |
| - Resistenza a trazione a 7 giorni     | 24   | MPa |
| - Adesione sull'acciaio                | 21   | MPa |
| - Modulo elastico a compressione       | 9,6  | GPa |
| - Modulo elastico a trazione           | 11,2 | GPa |

#### 5) Elementi in laterizio per la chiusura di nicchie ed aperture e per scuci e cucì.

Per la realizzazione di interventi di scuci e cucì su murature esistenti e per la chiusura di nicchie si prevede l'utilizzo di elementi portanti in laterizio pieno aventi le caratteristiche minime riportate nella tabella seguente. Come indicato nel §11.10.1 del D.M. 14/01/2008, gli elementi devono essere conformi alle norme europee armonizzate della serie UNI EN 771 e recare la Marcatura CE.

- |   |                                    |
|---|------------------------------------|
| - Tipologia   | Blocco portante in laterizio pieno |
| - Percentuale di foratura                           | ≤ 15 %                             |
| - Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ | > 15 [MPa]                         |

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche vale quanto indicato al § 11.10.1.1 del D.M. 14/01/2008

6) Tessuti in fibra di acciaio per il consolidamento delle strutture in muratura ed in c.a.

Per il consolidamento delle strutture esistenti in muratura ed in c.a. mediante applicazione di tessuti unidirezionali in fibra di acciaio si prevede di utilizzare i seguenti materiali:

- Tessuto unidirezionale in fibra di acciaio galvanizzata ad altissima resistenza tipo Kerakoll "GeoSteel G2000" o similare avente le caratteristiche minime di seguito riportate sotto riportate oppure altro tessuto similare aventi le medesime caratteristiche:
  - Tensione caratteristica a trazione del filo in acciaio 2900 MPa
  - Modulo elastico del filo in acciaio 205 GPa
  - Area del filo in acciaio 0,1076 mm<sup>2</sup>
  - Area effettiva di un trefolo 3x2 (5 fili) 0,538 mm<sup>2</sup>
  - N° trefoli/cm 4,72 trefoli/cm
  - Massa del tessuto 2000 g/m<sup>2</sup>
  - Spessore equivalente del nastro di rinforzo 0.254 mm
  - Carico di rottura caratteristica di un trefolo 1500 N
  - Resistenza caratteristica del nastro di rinforzo 2800 MPa
  - Modulo di elasticità normale del nastro di rinforzo 190 GPa
  - Deformazione a rottura del nastro di rinforzo 1.5 %

7) Malta tixotropica per il ripristino di strutture in c.a.

Per la preparazione e la rasatura di superfici di strutture esistenti in c.a. è stato previsto l'utilizzo di una malta tixotropica tipo Kerakoll "GeoLite 40®" o similare avente le caratteristiche minime di seguito riportate.

- Resistenza a compressione 45 MPa
- Resistenza a trazione 9 MPa
- Modulo elastico a compressione 21 GPa

8) Malta tixotropica per l'applicazione di tessuti di rinforzo in fibra di acciaio su strutture in muratura

Per l'applicazione in situ dei tessuti unidirezionali in fibra di acciaio galvanizzata ad altissima resistenza tipo Kerakoll "GeoSteel G2000" o similare su strutture esistenti in muratura è stato previsto l'utilizzo di una malta tixotropica tipo Kerakoll "GeoLite®" o similare avente le caratteristiche minime di seguito riportate. È possibile utilizzare altre tipologie di malte od adesivi purché con caratteristiche meccaniche almeno equivalenti e conformi ai requisiti delle linee guida CNR-DT 200 R1/2013.

- Resistenza a compressione 55 MPa
- Resistenza a trazione 10 MPa
- Modulo elastico a compressione 5,3 GPa
- Modulo elastico a flessione 2,5 GPa

9) Adesivo minerale epossidico per l'applicazione di tessuti di rinforzo in fibra di acciaio su strutture in c.a.

Per il consolidamento di strutture esistenti in c.a. mediante applicazione di rinforzi in tessuto di fibra di acciaio tipo Kerakoll "GeoSteel G2000" o similare si prevede di utilizzare un adesivo minerale epossidico tipo GEOLITE GEL o similare con le seguenti caratteristiche:

- Resistenza a trazione: 14 MPa;
- Resistenza a taglio: 12 MPa;

- Ritiro lineare: 0.1%;
- Modulo elastico secante a compressione: 2.0 GPa;

10) Malta a base di calce idraulica per inghisaggio barre e consolidamento muratura

Per l'inghisaggio di barre di armatura o barre filettate entro le murature e per realizzare il consolidamento delle murature mediante iniezioni si prevede di utilizzare leganti a base di calce idraulica naturale NHL 3.5, GEOCALCE FLUIDO o similare, a norma EN 459-1, avente le seguenti caratteristiche:

- Materiale: Calce naturale NHL 3.5 e geolegante;
- Classe della malta: M15;
- Resistenza a compressione a 28 giorni:  $\geq 15$  MPa;
- Modulo elastico statico: 9,5 GPa;
- Resistenza allo sfilamento di barre di acciaio:  $\geq 3,5$  MPa;

11) Malta a base di calce idraulica naturale per interventi di scuci e cuci, chiusura nicchie, stuccatura, rinzeppatura

Per il consolidamento delle strutture esistenti in muratura e la loro parziale ricostruzione ("scuci e cuci", chiusura nicchie etc.) si prevede di utilizzare una malta di calce idraulica naturale NHL 3.5, tipo GEOCALCE o similare, a norma EN 459-1, avente le seguenti caratteristiche:

- Materiale: Calce naturale NHL 3.5 e geolegante;
- Classe della malta: M15;
- Resistenza a compressione a 28 giorni:  $\geq 15$  MPa;
- Resistenza a trazione per flessione a 28 giorni:  $\geq 5$  MPa;
- Adesione su laterizio:  $\geq 1$  MPa;
- Legame di aderenza:  $\geq 0,8$  MPa;
- Modulo elastico a compressione: 9,23 GPa

IL PROGETTISTA