

COMUNE DI FIRENZE

**Intervento di manutenzione straordinaria per la riqualificazione strutturale
di un edificio di 48 alloggi ERP in Via Accademia del Cimento 14/1-3**



Finanziamenti:

Finanziamento di programma POR 2018 – Delibera G.R.T. n. 1528 del 09.12.2019 con €995.655,81 (€ 870.599,22 Legge n. 560/93 art. 1/14° comma + € 125.056,59 Legge R.T. n. 96/96 art. 23) + SUPERBONUS (Art. 119 del decreto-legge n. 34/2020 - decreto Rilancio)

Operatore: CASA SPA



RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:
Arch. Marco Barone

PROGETTO STRUTTURALE
Progettista
Ing. Angela Bevilacqua
Collaboratore alla Progettazione
Ing. Carolina Becucci

TAV. N°	TAVOLE DI PROGETTO STRUTTURALE:	SCALA:
DF-ST 00.4	RELAZIONE DI CALCOLO	-
		DATA: Giugno 2022
FI36-DF-ST-00.4-01		

ADDETTO ALLA VERIFICA

Ing. Leonardo Boschi

geom. Alessio Romagnoli

A8- RELAZIONE DI CALCOLO

1 PREMESSA

La presente Relazione Generale si riferisce alla Progettazione di Livello Definitivo eseguita su un edificio intelaiato in c.a. adibito a civile abitazione di edilizia residenziale pubblica sito in Firenze in via Accademia del Cimento 14/1-3.

Come già premesso nella relazione generale tali verifiche sono state eseguite al fine di poter eseguire il Consolidamento Statico di *“riparazione o intervento locale”* ai sensi del par. 8.4.1 delle NTC 2018 (nell’ambito dell’Art. 119 del decreto-legge n. 34/2020 - decreto Rilancio – SuperBonus e s.m.i.).

Le verifiche condotte sullo Stato di Fatto e sullo Stato di Progetto dell’edificio sono state fatte su modello 3D eseguito utilizzando il Software Modest 8.8 della Tecnisoft di Prato, e solutore di Calcolo XFinest2018. Il modello è stato realizzato sul progetto originale dell’epoca e su rilievo fatto dell’immobile messo.

1.1 CARATTERISTICHE GENERALI DELLA STRUTTURA

Si tratta di un complesso residenziale sito in Via Accademia del Cimento 14 ed è costituito da tre fabbricati appartenenti ad una stessa tipologia costruttiva (indicati in verde nella figura sottostante) ma l’edificio in esame è quello con civico 14/1-3 (indicato in rosso nella figura sottostante).

Il progetto originario strutturale, depositato presso gli uffici del Genio Civile di Firenze, è il numero 10948 del 15.01.1986. L’edificio è stato sottoposto a prove di carico ed a collaudo. Infine, la pratica è stata sottoposta a controllo dagli uffici del Genio Civile in accordo con la L.R. 88 del 6/12/1982.

Gli elaborati del progetto originario sono disponibili presso la Stazione Appaltante.

1.2 LIVELLO DI CONOSCENZA

Inizialmente, tenuto conto che sono stati reperiti gli elaborati progettuali originari completi (a disposizione presso la Stazione Appaltante), era stata effettuata una prima campagna di prelievi secondo le indicazioni delle N.T.C. 2018 (indagini limitate) per l’ottenimento di un livello di conoscenza L2, tuttavia, poiché i risultati emersi evidenziavano caratteristiche che non confermavano quelle dichiarate dai progetti originari in nostro possesso, bensì inferiori, sempre seguendo le indicazioni della norma allo scopo di poter utilizzare il fattore di confidenza **FC=1,2** è stata fatta una seconda campagna di indagini integrativa (indagini estese).

2 NORME TECNICHE DI RIFERIMENTO

I calcoli delle sollecitazioni e le verifiche sono stati eseguiti in accordo alle disposizioni normativo– tecniche vigenti, ovvero:

- Legge n.1086 del 05 11 1971 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge n. 64 del 02.02.1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- DM 17 01 2018 Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare esplicativa N° 617 del 2/2/2009 delle Norme Tecniche per le costruzioni

3 ANALISI DEI CARICHI

3.1 CARICO DELLA NEVE

L'edificio è situato nel comune di Firenze (zona II) ad un'altitudine $a_s=100$ m s.l.m. La copertura nella parte delle falde laterali ha una inclinazione $> 60^\circ$ dove $\mu=0$, mentre nella parte centrale ha una inclinazione inferiore a 30° pertanto il valore del coefficiente di forma μ_2 è $\mu_2 = 0,80$. Il valore caratteristico del carico neve per la zona II è: $q_{s,k} = 1,00 \text{ kN/m}^2$

Pertanto il valore di progetto del carico neve agente è: $q_s = 0,8 \times 1,0 = 0,80 \text{ kN/m}^2$

3.2 CARICO DEL VENTO

L'edificio è situato in provincia di Firenze (zona 3) ad un'altezza di 100 m s.l.m. Il valore del carico vento è dato dalla seguente espressione:

$$p = q_{\text{ref}} \times c_e \times c_p \times c_d$$

Il valore della velocità di riferimento è ($a_s \leq a_0 = 500$ m): $v_b = v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$

Il valore della pressione cinetica di riferimento è: $q_b = 1,25 \times 27,02/2 = 455,625 \text{ N/m}^2$

Il valore del coefficiente di topografia è: $c_t = 1,0$

Considerando una classe di rugosità A, una distanza dalla costa maggiore di 30 km e un'altezza inferiore a 500m slm, si ricade nella categoria V di esposizione del sito. Il valore del coefficiente di esposizione è: $c_e = 1,84$

Il valore del coefficiente dinamico è: $c_d = 1,0$

Il valore del coefficiente di pressione è: $c_p = 0,8$ per la parete sopravvento

$c_p = -0,4$ per la parete sottovento

$c_p = -0,4$ per la copertura

$c_{f,0} = 0,04$ coefficiente d'attrito

Pertanto il valore del carico vento globale per le varie parti dell'edificio è il seguente:

$p = 0,455 \times 1,84 \times 0,8 \times 1 = 0,67 \text{ kN/m}^2$ pareti sopravvento

$p = -0,455 \times 1,84 \times 0,4 \times 1 = -0,334 \text{ kN/m}^2$ pareti sottovento e copertura

3.3 CARICHI PERMANENTI (AZIONI STATICHE)

Solaio di piano (quote +3.00;+6,10; 9.20;+12.3;+15.4;+18.5;+21.6;+24.7 m)

Permanente strutturale (laterocemento 20+4)	230 kg/mq
Permanente non strutturale	190 kg/mq
Accidentale uso	200 kg/mq

Copertura (+27.8 m)

Perm. strutturale (laterocemento 20+4)	230 kg/mq
Permanente non strutturale	400 kg/mq
Accidentale neve	80 kg/mq

Scale

Permanente strutturale	315 kg/mq
Permanente non strutturale	25 kg/mq
Accidentale uso	400 kg/mq

Balconi

Permanente non strutturale	90 kg/mq
Accidentale uso	400 kg/mq

I balconi presentano dei parapetti in cemento armato e delle pareti in cemento armato che sono stati modellati come pesi lineari permanenti strutturali :

- Peso lineare dei parapetti in c.a: 5,5 KN/m
- Peso lineare dei parapetti delle pareti in c.a: 15 KN/m

Tamponature

Permanente non strutturale	300 kg/mq
----------------------------	-----------

3.4 AZIONI SISMICHE

Non si procede alla verifica per azioni sismiche

4 COMBINAZIONI DI CARICO

Elenco combinazioni

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 Comm. = Commento
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente

CC	Comm.	TCC	1	2	3	4	5	6
1	Amb. 1 (SLU)	SLU	γ_{max}	γ_{max}	γ_{max}	γ_{max}	γ_{max}	γ_{max}
2	Amb. 1 (SLE R)	SLE R	1	1	1	1	1	1
3	Amb. 1 (SLE F)	SLE F	1	1	ψ_1	ψ_1	1	ψ_1
4	Amb. 1 (SLE Q)	SLE Q	1	1	ψ_2	ψ_2	1	ψ_2

Combinazioni delle CCE

Simbologia

An. = Tipo di analisi
 L = Lineare
 NL = Non lineare
 Bk = Buckling
 S = Sì
 N = No
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
 Comm. = Commento
 TCC = Tipo di combinazione di carico
 SLU = Stato limite ultimo
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente

CC	Comm.	TCC	An.	Bk	1	2	3	4	5	6
1	Amb. 1 (SLU)	SLU	L	N	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
2	Amb. 1 (SLE R)	SLE R	L	N	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	Amb. 1 (SLE F)	SLE F	L	N	1.00	1.00	0.50	0.20	1.00	0.50
4	Amb. 1 (SLE Q)	SLE Q	L	N	1.00	1.00	0.30	0.00	1.00	0.30

5 RELAZIONE GEOTECNICA

Si allega alla presente relazione di calcolo la relazione geologica-geotecnica redatta dal Dott. Luca Benci . Tuttavia, data la tipologia di intervento di tipo “di riparazione e locale” non si procede al calcolo e verifica della struttura fondale del fabbricato.

6 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

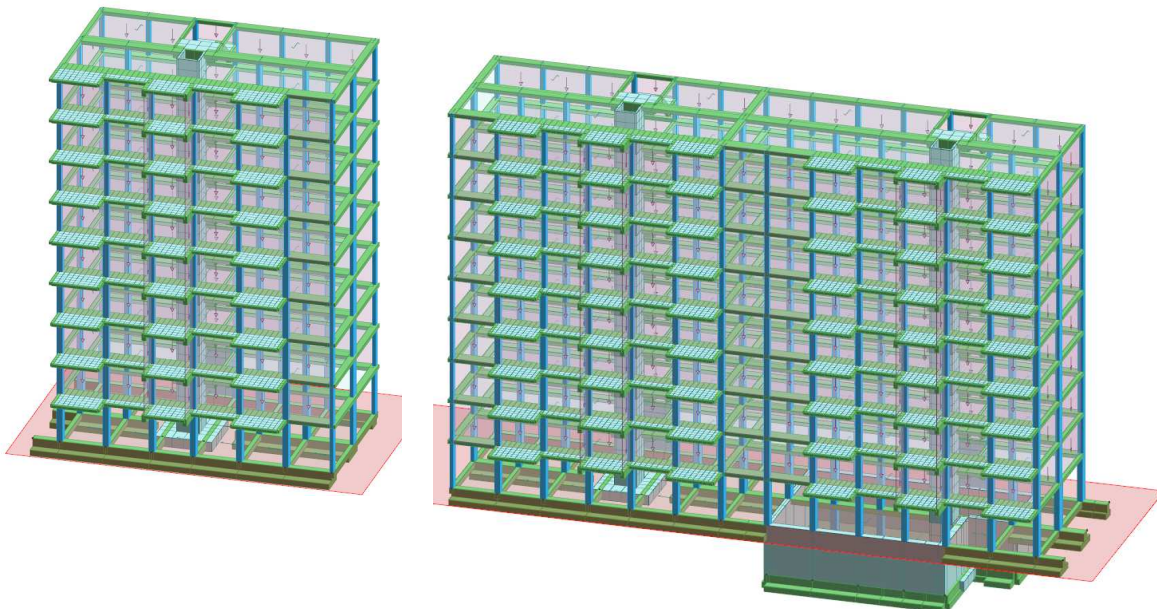
Per la verifica statica del fabbricato come detto si è proceduto con la modellazione completa dei due blocchi del fabbricato mediante l'ausilio del programma di calcolo Modest accoppiato con il solutore XFinest. Gli edifici sono stati modellati in accordo con le tavole esecutive dianzi citate. Si riportano di seguito le immagini del modello.

I modelli rappresentano l'intero fabbricato, con presente un giunto tecnico, ad un terzo della lunghezza del lato maggiore, che divide nei due blocchi strutturali studiati. In corrispondenza del blocco scale/ascensore del civico 14/1 c'è una parte interrata, lo studio è stato effettuato ipotizzando un incastro alla base di pilastri/setti.

L'ultimo piano delle soffitte è stato inserito nei modelli sia dello Stato di Fatto che di Progetto come carico permanente non strutturale nella definizione del solaio della copertura con un valore maggiorato pari a 4 KN/mq, in quanto la struttura non modellata è molto pesante e grava sul solaio dell'ultimo piano abitabile attraverso le pareti divisorie delle cantine sulle quali poggia la falda di copertura.

I modelli sono costituiti da aste (travi e i pilastri), e da shell (setti verticali dell'ascensore, i pianerottoli del vano scale e i balconi). Questi ultimi elementi sono molto aggettanti con sbalzi di 2 m e presentano spesso delle deformazioni. Inoltre i balconi sono delimitati non solo da parapetti ma anche da tamponature con mattoni forati e da pareti di piccolo spessore in cemento armato: le prime sono state modellate mentre le seconde sono state inserite come carichi lineari sui cordoli.

Modelli vista prospettica frontale da Ovest

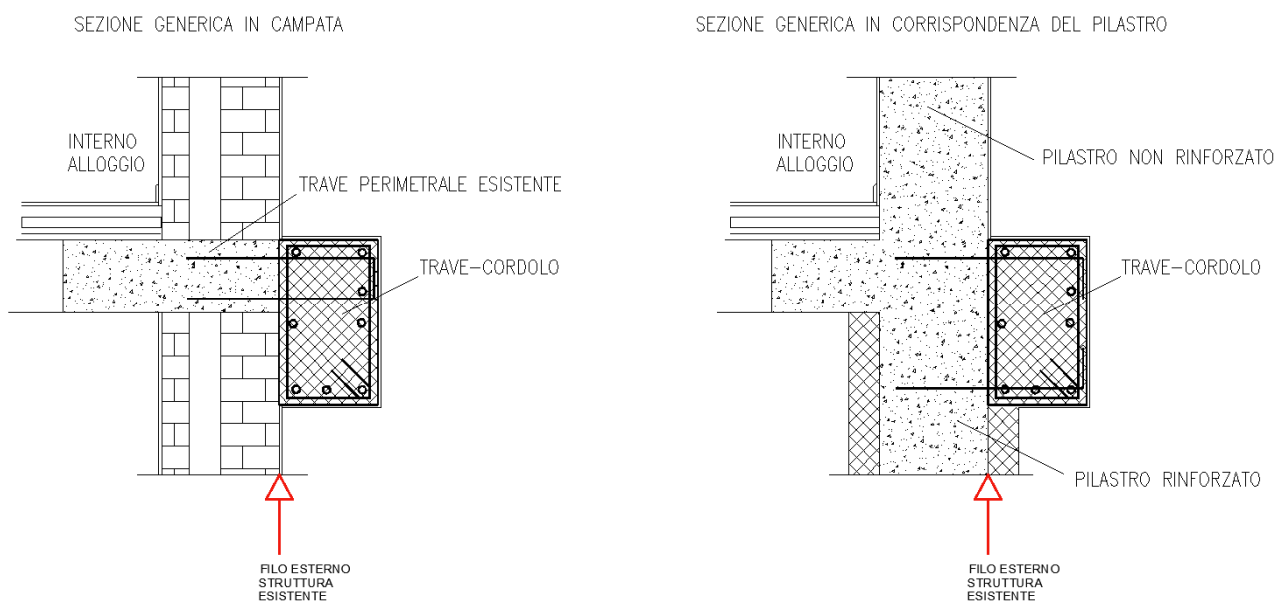


Blocco B1

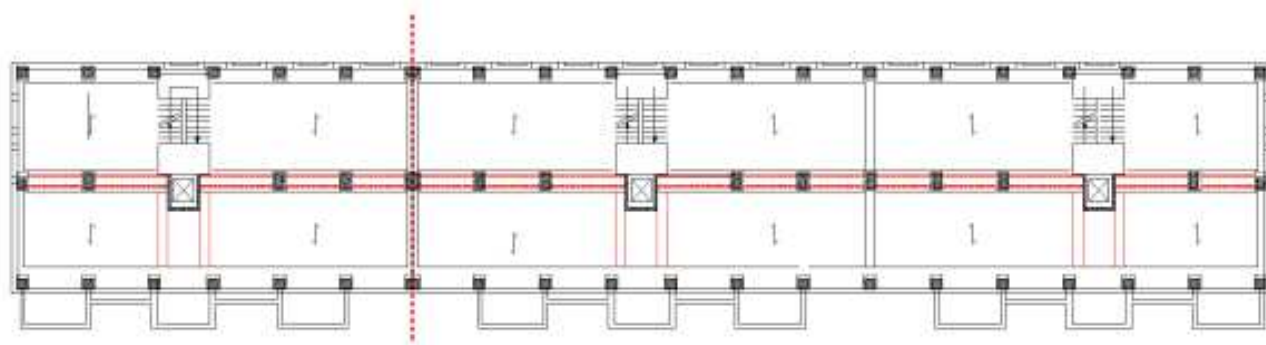
Blocco B2

7.2 Intervento sulle travi

La soluzione adottata e su cui si sono svolte le verifiche hanno come obiettivo il rafforzamento delle travi sopra menzionate mediante placcaggi esterni in facciata, con l'aggiunta di travi-cordolo ricalate che modificano la sezione delle attuali travi di bordo, trasformandole da travi in spessore in travi a L.



e rinforzando le travi di spina lungo la pilastrata centrale, anch'esse in spessore, inserendo all'intradosso profili in acciaio che risolvano il problema sia del taglio eccessivo che della flessione.



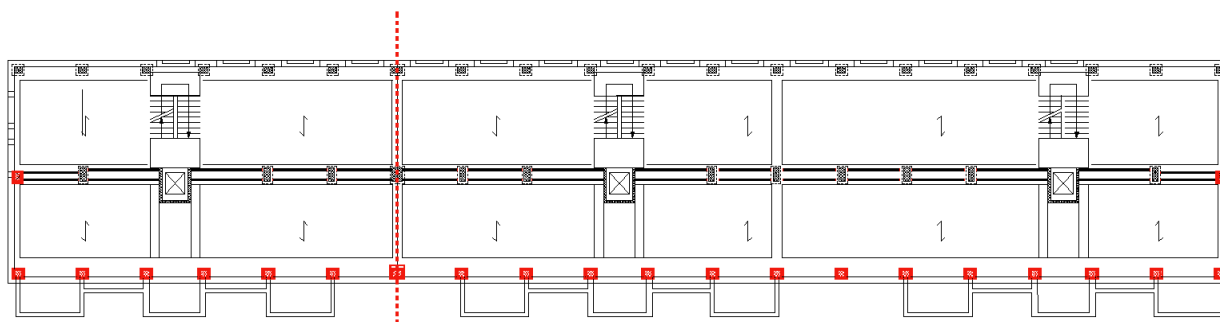
Infine, allo scopo di rinforzare il telaio nella direzione trasversale in corrispondenza dei vani scala è prevista la realizzazione di una nuova trave in c.a. in spessore di solaio collegata alle strutture in c.a. delle travi e del nucleo ascensore esistenti.

7.3 Intervento sui pilastri

Per quanto riguarda i pilastri invece si prevede il rinforzo mediante incamiciatura in cemento armato dello spessore di 10cm.

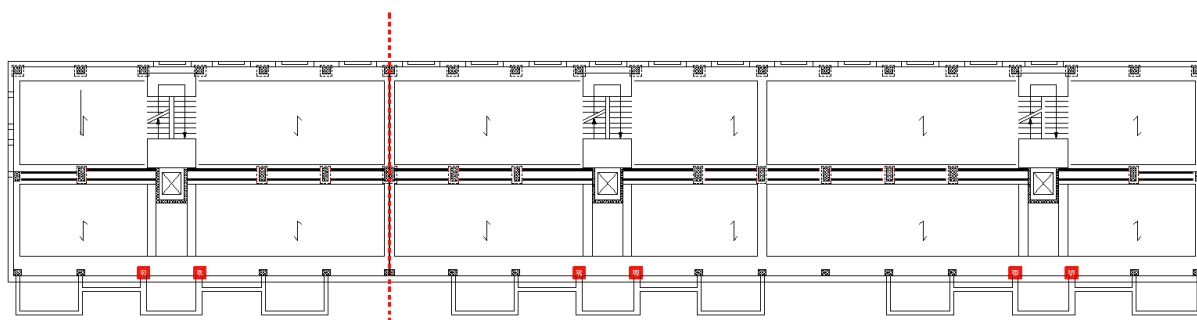
Nello specifico in tutti i pilastri al piano terra ed al piano primo.

Al piano secondo di tutti i pilastri sulla facciata tergale (lato terrazze a Ovest) e dei due pilastri centrali alle estremità dei lati corti come di seguito rappresentato:



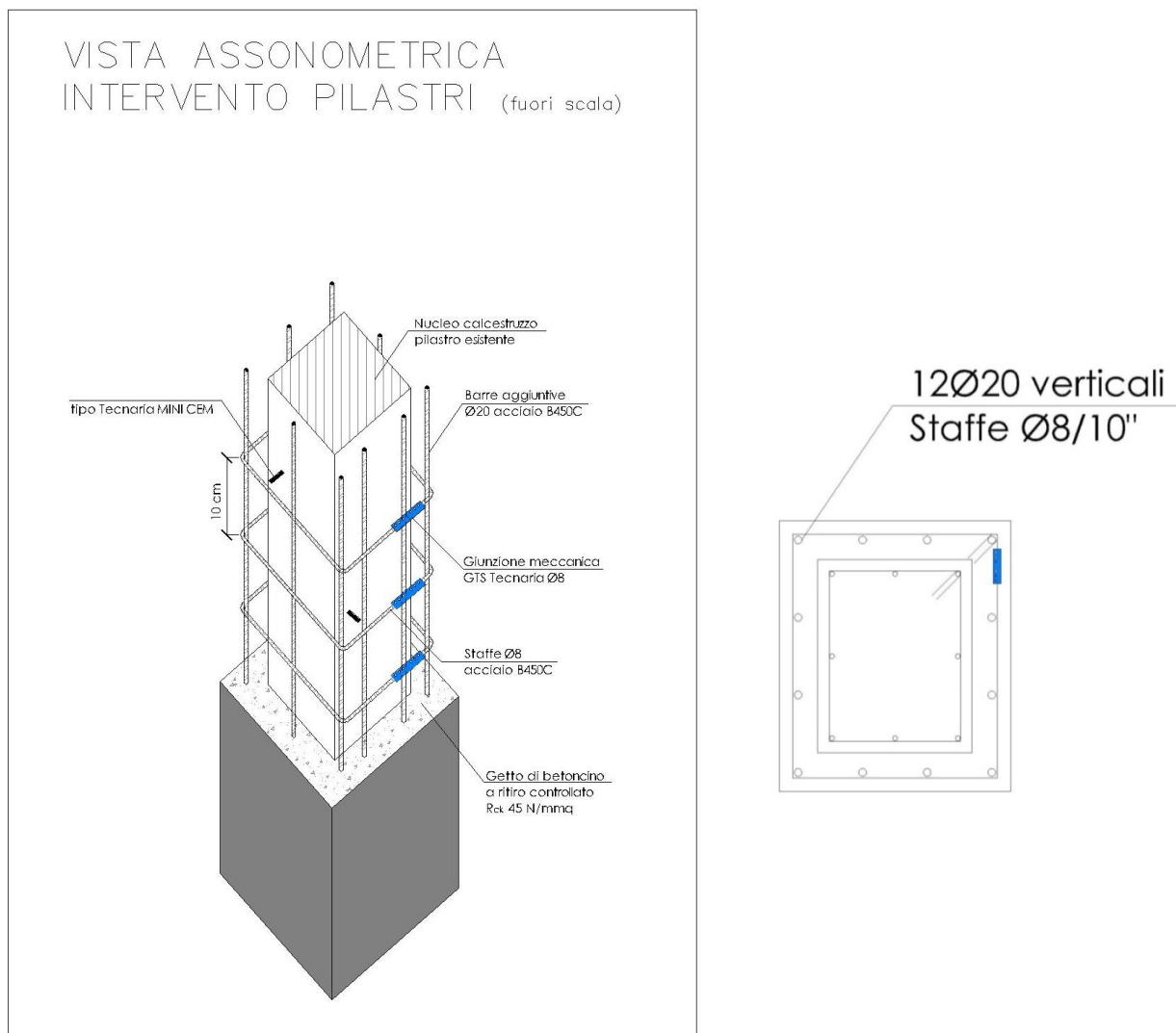
Al piano terzo di tutti i pilastri sulla facciata tergale (lato terrazze a Ovest).

Mentre dal piano quarto al piano ottavo, sulla stessa facciata tergale, solo i due pilastri in corrispondenza dei vani scala come di seguito rappresentato:



Le soluzioni di rinforzo nel dettaglio variano leggermente da caso a caso, a seconda delle dimensioni e del contesto architettonico in cui è inserito l'elemento; come principio generale però che accomuna tutti gli interventi c'è quello di dare continuità alle armature integrative longitudinali tra i pilastri da un piano e l'altro e con la fondazione. Ove possibile si opera direttamente con la sovrapposizione delle barre, altrimenti con inghisaggi chimici.

Per le staffe integrative, allo scopo di garantire la chiusura delle stesse in sostituzione della piegatura a 45° di difficile realizzazione nel solo spessore della camicia, è stato stabilito di utilizzare degli appositi connettori per le giunzioni assiali tipo manicotto GTS di Tecnaria.

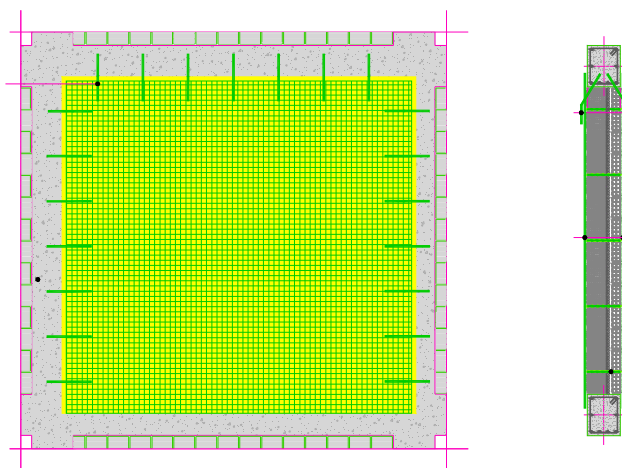


Pur interessando in modo diffuso il fabbricato trattasi comunque di una serie di interventi locali che non modificano il comportamento complessivo delle strutture.

7.4 Presidi antiribaltamento

Per il problema del ribaltamento delle pareti di tamponamento si è deciso di utilizzare dei sistemi certificati tipo KeraKoll con l'ausilio di barre elicoidale INOX AISI 304 da infilare nelle parti in cls armato delle travi e dei pilastri costituenti i telai di facciata e laterali, coadiuvato con l'utilizzo di reti Biassiali in fibra naturale di basalto da fissare con malta sull'intonaco esistente con una malta rasante certificata EN 998 A.

Si riporta a titolo di esempio il disegno schematico di seguito dove si vedono le barre elicoidali in verde di aggancio alle parti in c.a.



8 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Per le verifiche degli elementi strutturali si faccia riferimento ai tabulati di calcolo allegati al presente progetto.