

## Riparazione con adeguamento sismico di un edificio residenziale in cemento armato a Pettino (AQ)

Maurilio Santoprete<sup>1</sup> ■



**Ubicazione:**  
Località Pettino (AQ)

**Committente:**  
Privato

**Progettazione e direzione lavori:**  
Società di Ingegneria SIRIO ENGINEERING GROUP ITALIA srl

**Sede operativa:**  
Via dei Piccolomini, 18 - 67100 L'Aquila  
Ing. Maurilio Santoprete - Ing. Serafino Di Mattia  
Coll. Ing. Alessia Ciferri

**Richiesta finanziamento:**  
Fintecna AQ BCE 9486/Aprile 2010

**Stato dei lavori:**  
Ultimato l'intervento strutturale

Il lavoro descritto in questa scheda riguarda un intervento di riparazione con adeguamento sismico di un edificio residenziale in c.a. ubicato a Pettino (AQ), risultato danneggiato durante l'evento sismico del 6 aprile 2009 e, in base ai rilievi speditivi effettuati, classificato come di tipo E (edificio inagibile per rischio strutturale, non strutturale o geotecnico). L'adeguamento sismico è stato conseguito mediante l'introduzione di isolatori sismici all'intradosso del primo impalcato.

In queste pagine si intende descrivere in particolare dettaglio la tecnica costruttiva utilizzata per consentire l'inserimento degli isolatori sismici in testa ai pilastri del primo spiccato, previa completa demolizione degli elementi strutturali del piano terra: pilastri e travi di fondazione.

Lo studio per la determinazione dell'intervento più valido da adottare, sia dal punto di vista tecnico che economico, in conformità all'OPCM 3790 del 09/07/2009 ed al D.M. 14/01/2008, è stato condotto seguendo le seguenti fasi:

1. Definizione dello stato di fatto:
  - acquisizione dati geometrici e materiali impiegati;
  - acquisizione dati fisico-meccanici;
  - determinazione resistenza materiali.
2. Analisi dello stato di danno.

<sup>1</sup> Ingegnere, Sirio Engineering Group Italia Srl  
✉ santoprete.ing@gmail.com

3. Analisi sismica dell'edificio allo stato attuale.
4. Intervento di adeguamento:
  - studio dei rinforzi della struttura prope-  
deutici alle fasi di intervento;
  - studio dell'intervento per fasi (per suc-  
cessivi allineamenti di pilastri);
  - studio della struttura isolata.

### 1. Definizione dello stato di fatto

La prima fase di studio ha riguardato tutte le indagini volte al raggiungimento di un buon livello di conoscenza dell'edificio sotto tutti gli aspetti: geometrici, costruttivi, materiali utilizzati, ecc.

È stato possibile definire lo stato di fatto da elaborati architettonici dell'epoca di realizzazione, 1980-1983, ed attraverso accurati sopralluoghi dai quali è emerso quanto segue.

L'immobile è situato all'interno di un lotto, delimitato su tutti i lati da muri di cinta di altezza variabile, al quale si accede tramite una rampa dalla strada principale, situata ad una quota più

alta. Il muro di contenimento della rampa di accesso, lato edificio, è stato realizzato in adiacenza all'edificio stesso, e ne ha determinato la risposta in fase di evento sismico, come illustrato più avanti (Figura 1).

L'immobile si estende su cinque livelli di piano fuori terra ed un sottotetto. Il piano terra, adibito a garage ai quali si accede direttamente dal piazzale antistante l'edificio, è collegato tramite il vano scala ed un ascensore ai livelli superiori; il piano primo, secondo, terzo e quarto sono costituiti, ciascuno, da 4 unità immobiliari; il piano quinto, sottotetto, è composto da 3 unità immobiliari.

L'altezza di interpiano è al piano terra pari a 2.75 m, ed ai piani superiori pari a 2.80 m.

Per quanto riguarda la struttura portante, è del tipo intelaiata in calcestruzzo armato (Figura 2) e risulta regolare sia in pianta che in altezza.

I pilastri di dimensioni 30x50 cm, al piano terra, e di dimensioni 30x50 cm e 30x40 cm agli impalcati superiori, sono impostati su fondazioni a travi rovesce.

Figura 1  
Punto di contatto tra il muro  
di contenimento della  
rampa d'ingresso e  
l'edificio.



Per quanto riguarda le travi di impalcato, si sono riscontrate due tipologie: travi alte di dimensioni 30x50 cm, e travi in spessore di dimensioni 50x20 cm.

Per gli orizzontamenti sono state rilevate due tipologie diverse di solaio: al primo impalcato solaio di tipo predalles 4+18+4 cm, ed ai piani superiori solai in latero-cemento 16+4 cm; l'orditura è sempre parallela alla dimensione maggiore del vano scala.

La copertura, a doppia falda a capanna, presenta anch'essa una struttura portante in calcestruzzo armato e solai in latero-cemento 16+4 cm, dalla quale emergono dei volumi di pertinenza delle mansarde.

Dopo aver determinato gli aspetti geometrici e strutturali si è passati alla definizione dei materiali impiegati e delle loro caratteristiche fisico-meccaniche.

Non essendo stato possibile reperire gli elaborati strutturali dell'epoca di costruzione dell'edificio, sono stati effettuati dei prelievi di carote, sui pilastri e sulle travi, in numero pari a 10,

sulle quali sono state condotte prove di compressione semplice e test di carbonatazione, al fine di determinare le caratteristiche del calcestruzzo adottato.

È stato eseguito, inoltre, un rilievo pacometrico, a campione, come previsto dalla Normativa attuale (NTC 08), per la verifica delle armature delle travi e dei pilastri.

Le indagini sopra descritte, hanno consentito il raggiungimento di un *livello di Conoscenza Adeguata (LC2)*.

## 2. Analisi dello stato di danno

Al termine della definizione morfologia dell'edificio, si è passati all'analisi di dettaglio dello stato di danno mediante un rilievo visivo con report fotografico.

Dalle indagini effettuate, è emerso che l'edificio ha subito notevoli danni soprattutto ai piani terra e primo, riducendosi gradualmente ai livelli superiori.

Al piano terra si sono riscontrati danni strutturali

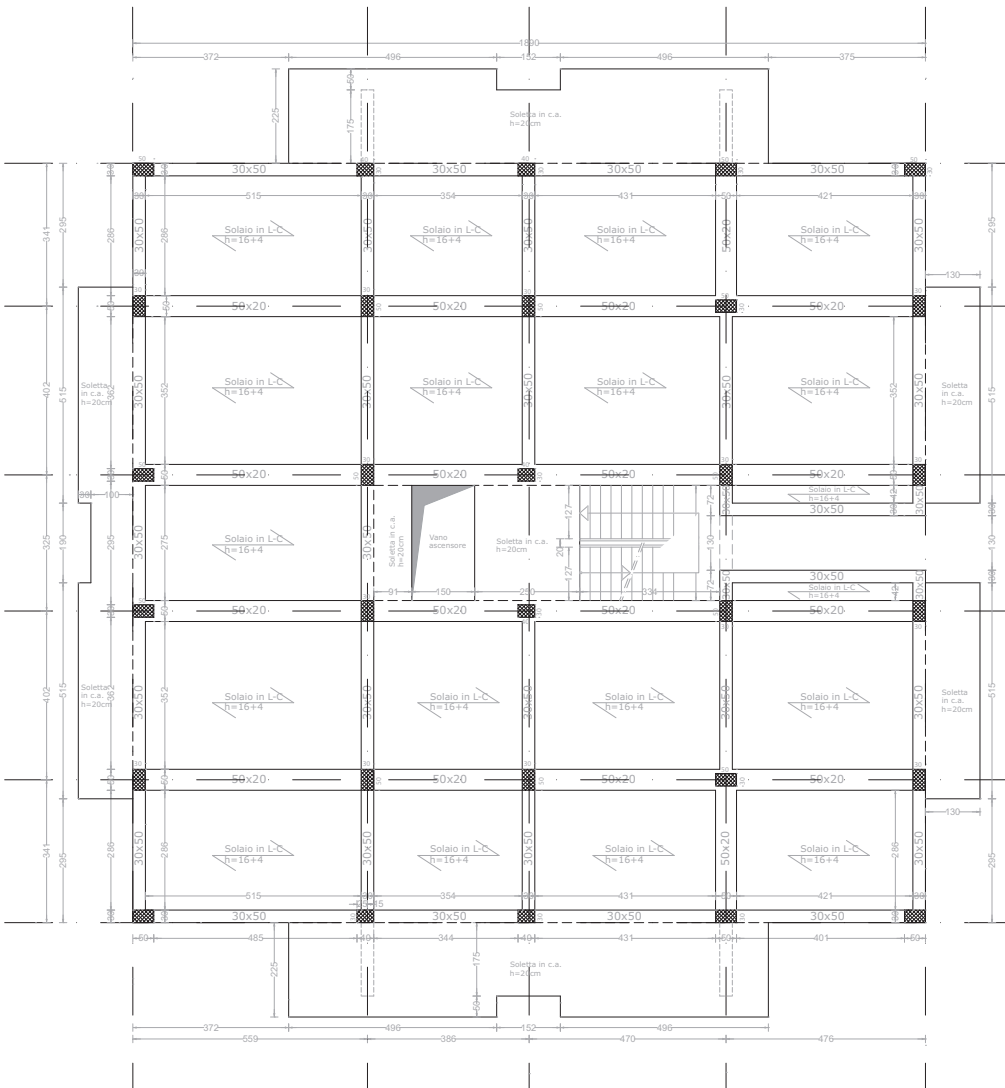


Figura 2  
Carpenteria piano tipo.

gravi sulla quasi totalità dei pilastri e sulle tamponature e tramezzature con presenza di lesioni molto diffuse e passanti, perdita della verticalità, schiacciamenti alla base con espulsione di materiale ed in alcuni casi crollo dell'elemento.

Queste tipologie di danneggiamento sono state provocate dall'attivazione di un meccanismo di martellamento tra la struttura ed il muro di contenimento della rampa di accesso, realizzato adiacente all'edificio (Figura 1), che ne ha impedito la libera traslazione in fase sismica.

Il suddetto martellamento ha provocato una rotazione intorno al punto di contatto e quindi, oltre alle sollecitazioni indotte dal sisma, i pilastri hanno subito una roto-traslazione con notevole incremento di sollecitazioni taglianti sia all'attacco con la fondazione che all'attacco con le travi del primo impalcato.

In particolare, al nodo del pilastro adiacente al muro di contenimento della rampa, si è riscontrata la completa rottura a taglio con instabilizzazione delle barre ed apertura delle staffe (Figura 3), mentre nella maggior parte degli

altri pilastri si sono riscontrati: in testa espulsione del copriferro per compressione con messa a nudo della barra sottostante, fessure da taglio combinate con quelle flessionali e fessure da scorrimento nella ripresa trave-pilastro, mentre al piede si sono osservate solo fessure da taglio combinate con quelle flessionali.

Queste sollecitazioni hanno provocato anche il taglio della scala in corrispondenza della rampa di arrivo al primo piano, al di sotto del solaio ed il distacco della parete del vano scala al di sotto della trave del primo impalcato con crollo parziale delle pareti del vano scala e vano ascensore.

Come già detto in precedenza, il piano abitabile che è risultato maggiormente danneggiato è il primo; i danni riscontrati all'interno degli appartamenti sono: lesioni diffuse e di notevole ampiezza, anche passanti, nelle tramezzature e nelle pareti divisorie degli alloggi; perdita della verticalità delle stesse; distacco delle tramezzature e pareti divisorie alloggi dalle travi e solai sovrastanti; distacco dei rivestimenti delle pareti e della pavimentazione (Figure 4 e 5).

Figura 3  
Rilievo del danno: Nodo trave-pilastro adiacente al muro di contenimento della rampa di accesso al lotto.



Figura 4  
Rilievo del danno: piano terra.





Figura 4  
Rilevio del danno:  
piano terra.



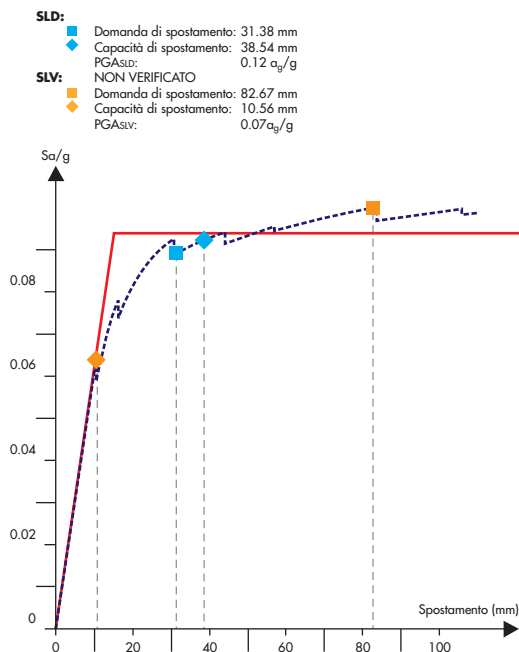
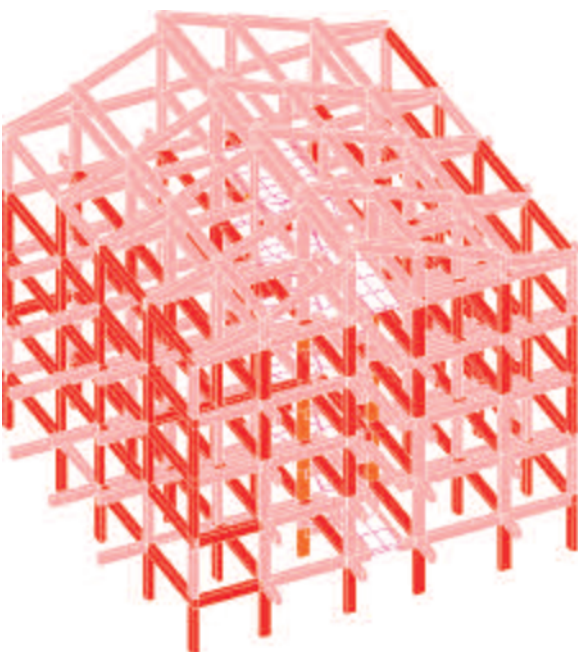
Figura 5  
Rilevio del danno:  
piano primo.

### 3. Analisi sismica dell'edificio allo stato attuale

Dopo aver acquisito tutte le informazioni relative all'edificio, è stato possibile procedere alla determinazione della capacità sismica dell'edificio allo stato di fatto, mediante uno studio con programma di calcolo, effettuando un'analisi statica non lineare su di un modello ad ele-

menti finiti (Figura 6) dalla quale si è dedotta la capacità sismica della struttura confrontando l'accelerazione che porta al collasso il primo elemento strutturale e quella di picco al suolo di Normativa. Dai risultati ottenuti è emerso che l'edificio allo stato attuale si trova ad una percentuale rispetto all'adeguamento pari a  $\eta = 22.8\%$ .

Figura 6  
Modello di calcolo della  
struttura allo stato di fatto  
- Curva di Pushover.



#### 4. Intervento di adeguamento

La fase progettuale si è basata sulla ricerca dell'intervento più valido, sia in termini tecnici che economici. A tale scopo sono state elaborate tre soluzioni distinte, la prima che consentiva il raggiungimento di un miglioramento sismico pari al 60%, la seconda con il raggiungimento del miglioramento dell'80% rispetto ad un edificio a Norma di Legge, e la terza che permette di conseguire un adeguamento mediante l'inserimento di isolatori sismici.

L'intervento più valido è risultato quest'ultimo, che consente di raggiungere un duplice risultato:

- l'adeguamento dell'edificio mediante l'inserimento di isolatori sismici, in testa ai pilastri del primo spiccato del tipo a scorrimento con doppia superficie curva, con lo scopo di disaccoppiare il piano terra dalla parte sovrastante dell'edificio stesso;
- il risparmio economico rispetto alla sostituzione edilizia ed ai due interventi di miglioramento studiati.

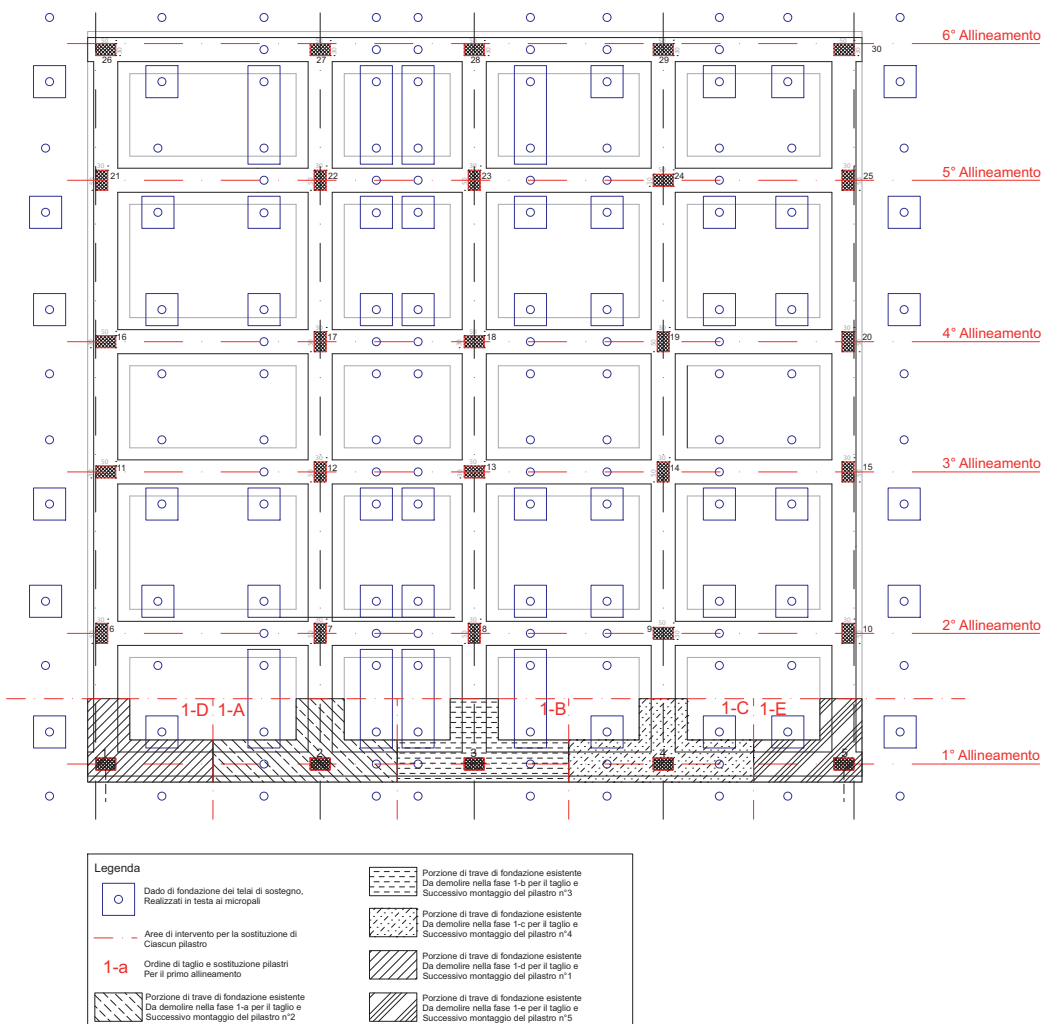
L'intervento di adeguamento con l'inserimento degli isolatori sismici, ha comportato la demolizione della totalità dei pilastri del primo livello di piano, previo smantellamento degli elementi

secondari del piano terra, primo piano, della scala fino all'intradosso del primo solaio, e della fondazione esistente, anch'essa risultata compromessa e soprattutto debolmente armata.

I pilastri demoliti sono stati sostituiti con pilastri in acciaio  $\Phi 505$  mm (spessore 12 mm), su fondazione a plinto di dimensioni 2.40 x 3.60 m (altezza  $h = 0.80$  m), ciascuno su 6 micropali  $\Phi 200$  mm di lunghezza  $L = 19$  m collegati da una soletta superiore dello spessore  $s = 15$  cm. La scelta di inserire nuovi pilastri in acciaio è stata adottata al fine di ridurre al minimo i tempi di lavorazione in cantiere.

Per realizzare il taglio dei pilastri esistenti, si è reso necessario l'inserimento di una struttura di sostegno, provvisoria, costituita da telai in acciaio, fondati su dadi di fondazione realizzati in testa agli stessi micropali dei plinti futuri. In testa ai portali metallici sono stati posizionati dei martinetti idraulici di contrasto per il puntellamento dell'edificio. L'intervento di taglio dei pilastri è stato eseguito procedendo per allineamenti successivi e, per ciascun allineamento, sostituendo un elemento alla volta o massimo due contemporaneamente come illustrato in planimetria per il 1° allineamento (Figura 7).

Figura 7  
Pianta delle fondazioni allo stato di fatto con indicati gli allineamenti e le sottofasi per l'allineamento 1.



Dal calcolo è emerso che, nelle fasi transitorie di puntellamento dell'edificio alcune sezioni delle travi del primo impalcato non risultano verificate.

Per tale motivo sono stati realizzati alcuni rinforzi sulla struttura esistente, propedeutici alle fasi di taglio dei pilastri, di due tipologie:

- Rinforzo strutturale con FRP: sono stati disposti rinforzi in fibre unidirezionali di carbonio ad alta resistenza, estesi nelle zone di trave dove si è riscontrata carenza di armatura flessionale e a taglio (Figura 8);
- Controventature in acciaio: sono stati inseriti in opera, durante le fasi transitorie, controventi eccentrici costituiti da profilati in acciaio HEA240 al primo piano. I controventi hanno la funzione di scaricare le travi

in c.a., esistenti, dalle azioni indotte dal puntellamento dell'edificio nei punti di applicazione dei martinetti idraulici, riportando tali azioni ai nodi in corrispondenza del secondo impalcato, contribuendo inoltre alla realizzazione di un piano estremamente rigido durante le fasi di taglio dei pilastri (Figure 9 e 10).

Le fasi operative di cantiere sono state precedute da una elaborazione di calcolo molto raffinata, sviluppando un modello ad elementi finiti dell'intero edificio, come di seguito illustrato.

Partendo dalla modellazione dell'edificio allo stato attuale, considerando agenti solo i carichi dovuti ai pesi propri strutturali e permanenti, si è condotta un'analisi statica lineare per fasi successive, introducendo dapprima i controventi in



Figura 8  
Posa in opera di rinforzo in FRP.

Figura 9  
Stralcio di sezione strutturale con controventatura in acciaio al piano primo.

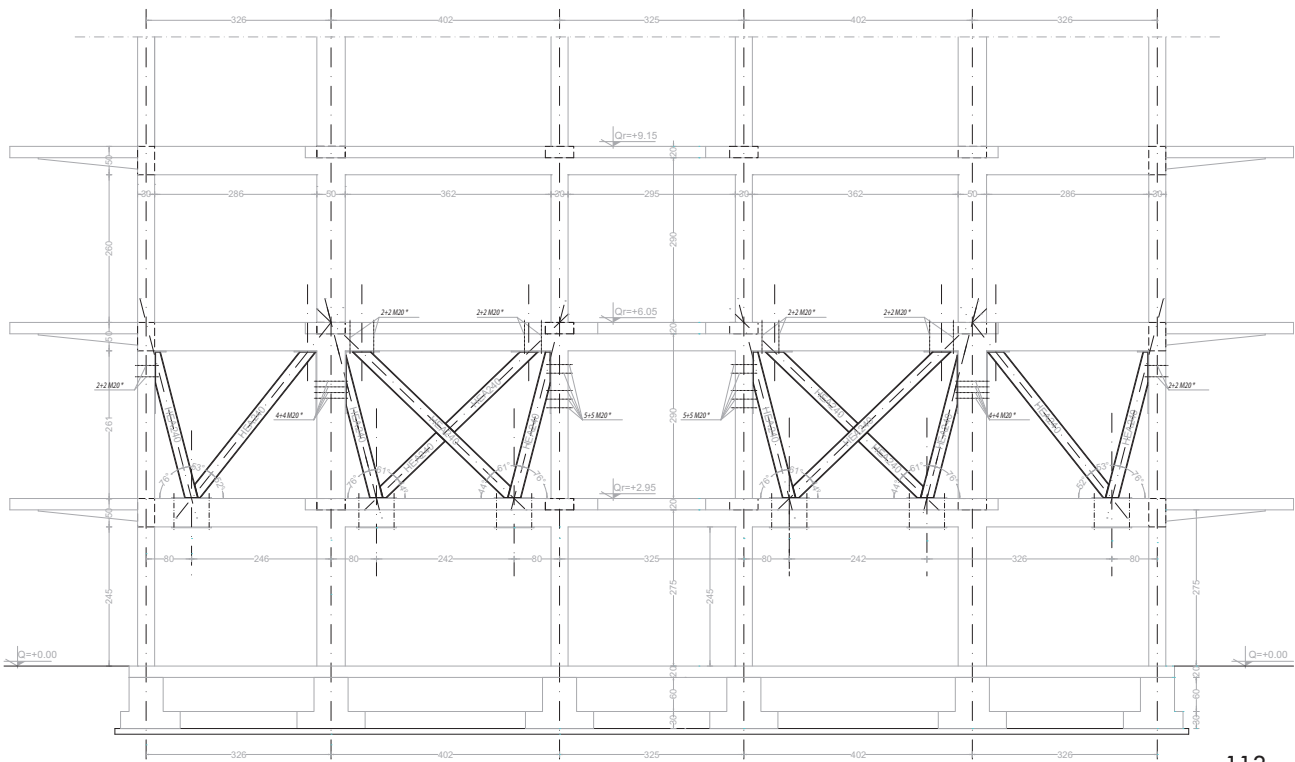


Figura 10  
Controventature in acciaio  
piano primo, in opera.



acciaio posizionati al primo livello di piano, quindi simulando step by step tutte le fasi successive di contrasto dei martinetti nei singoli allineamenti con rimozione delle travi di fondazione e dei pilastri (Figura 11), simulando poi l'introduzione del nuovo pilastro in acciaio con isolatore mediante un vincolo tipo carrello.

Dalla simulazione condotta, ipotizzando la pressione costante sui martinetti durante le operazioni, si sono dedotti i cedimenti teorici al di sotto degli stessi.

Si è proceduto in pratica a carico costante dei martinetti e deformazione controllata della struttura in modo da non creare pericolosi sovraccarichi nelle travi in c.a. nel punto di applicazione della pressione del martinetto.

Si riporta la tabella con il confronto tra le deformazioni teoriche e quelle reali monitorate durante l'intervento, dalla quale si evince che la

deformazione massima registrata è pari a 2.59 mm (Tabella 1), che rientra nei limiti di tolleranza con le previsioni teoriche.

Il sistema di isolamento adottato è quello con isolatori "Friction-Pendulum" con coefficiente di attrito  $\mu=5\%$ , in numero pari a 30, con spostamento orizzontale max di  $\pm 350$  mm.

Il dimensionamento del sistema di isolamento è stato eseguito con un'analisi dinamica lineare con step di convergenza iterativi con scarto max del 5% e procedura integrativa con un'analisi dinamica non lineare con attrito variabile per la verifica degli spostamenti del sistema isolato.

L'accelerazione teorica di disaccoppiamento realizzata è pari a  $0.086 a_g/g$ , allo SLC, e  $0.064 a_g/g$  allo SLU, con un periodo proprio del sistema isolato pari a 3.10 s.

Durante la fase progettuale sono emersi tre aspetti critici per la realizzazione dell'isola-



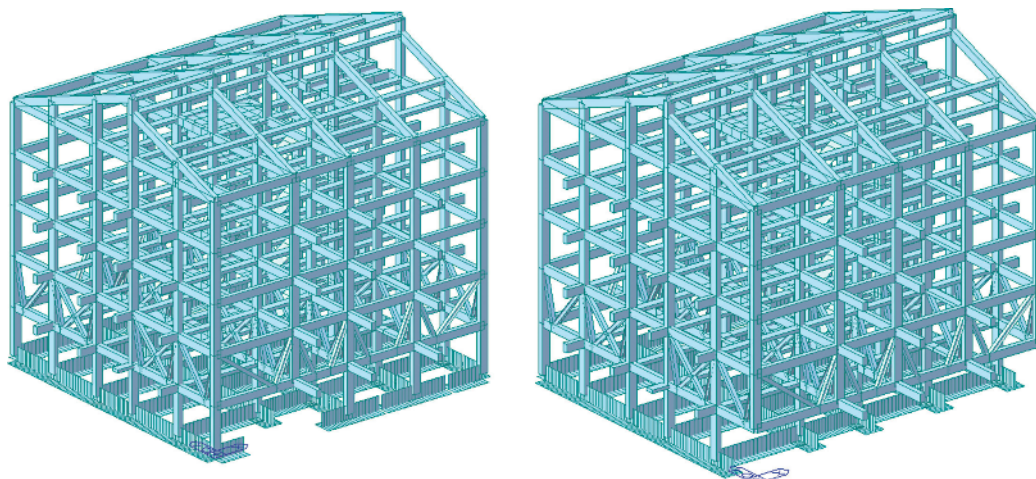


Figura 11  
Modello di calcolo per  
l'analisi statica lineare  
condotta per fasi successive  
(e.g. simulazione della  
sostituzione dei pilastri del  
primo allineamento).

Tabella 1 - Cedimenti in fondazione

Pilastro	Data	Ced. Teorico (mm)	Ced. Reale (mm)	Note
2	18-lug	0.68	0.33	
3	23-lug	0.814	0	
4	25-lug	1.147	0.7	
5	30-lug	0.708	0	
6	01-ago	0.769	0	
27	29-ago	0.457	0.41	
29	03-set	1.086	1.43	taglio contemporaneo al 28
28	03-set	0.745	1.18	taglio contemporaneo al 29
26	05-set	0.792	0.17	
30	10-set	0.612	0.18	
7	25-set	0.977	1.35	
9	01-ott	1.317	1.5	
8	03-ott	1.013	1.68	
6	08-ott	1.207	1.47	
10	10-ott	1.234	1.355	
11	18-ott	1.751	2	
15	22-ott	2.208	0.88	
14	24-ott	1.856	2.175	
13	29-ott	1.429	2.44	
12	02-nov	1.505	1.95	
20	09-nov	1.641	1.15	taglio contemporaneo al 16
16	09-nov	1.573	1.17	taglio contemporaneo al 20
19	14-nov	1.616	1.3	
18	19_nov	1.234	1.81	
17	21-nov	1.298	2.2	
21	28-nov	1.537	1.45	
25	03-dic	1.534	1.1	
22	05-dic	1.405	2.3	
23	10-dic	1.457	<b>2.59</b>	
24	12-dic	1.94	2.55	

mento del piano terra rispetto alla struttura sovrastante, relativi alla realizzazione del vano ascensore al piano terra, alla realizzazione della porzione di scala che dal piano terra da accesso al piano primo ed alla realizzazione

del passaggio degli impianti dalla parte non isolata al piano terra dell'edificio. Queste problematiche sono state opportunamente risolte adottando dei dettagli costruttivi descritti e riportati nelle immagini successive.

Di seguito si riassume in dettaglio la sequenza delle fasi realizzative dell'intervento effettuato:

- Demolizione e rimozione tamponature, tramezzature, impianti e finiture piano terra e primo, e demolizione della scala al piano terra;
- Scavo per abbassamento del livello di piano del terreno fino alla quota del piano di posa delle travi di fondazione esistenti;
- Realizzazione di tutti i micropali e dei dadi di fondazione, con in testa i tirafondi per il posizionamento dei portali metallici per il contrasto della struttura, che costituiscono il getto di prima fase delle nuove zattere di fondazione, lasciando i ferri di attesa per il getto successivo;

- Interventi di rinforzo della struttura esistente (rinforzi con FRP e inserimento di controventi in acciaio);
- Disposizione dei portali metallici, HEB320, a sostegno dei martinetti di contrasto dell'allineamento interessato, bullonati sulla testa dei dadi di fondazione precedentemente realizzati (Figure 12 e 13). Per ogni allineamento si prevedono da un numero minimo di 9 ad un massimo di 10 portali (spostati da un allineamento all'altro). La messa in carico dei martinetti idraulici è stata effettuata mediante l'utilizzo di una centralina oleodinamica, dalla quale è stato possibile

Figura 12  
Pianta fondazione con posizionamento portali metallici per il primo allineamento - Spostamento dei portali dal primo al secondo allineamento al termine della sostituzione di tutti i pilastri e delle fondazioni dell'allineamento 1.

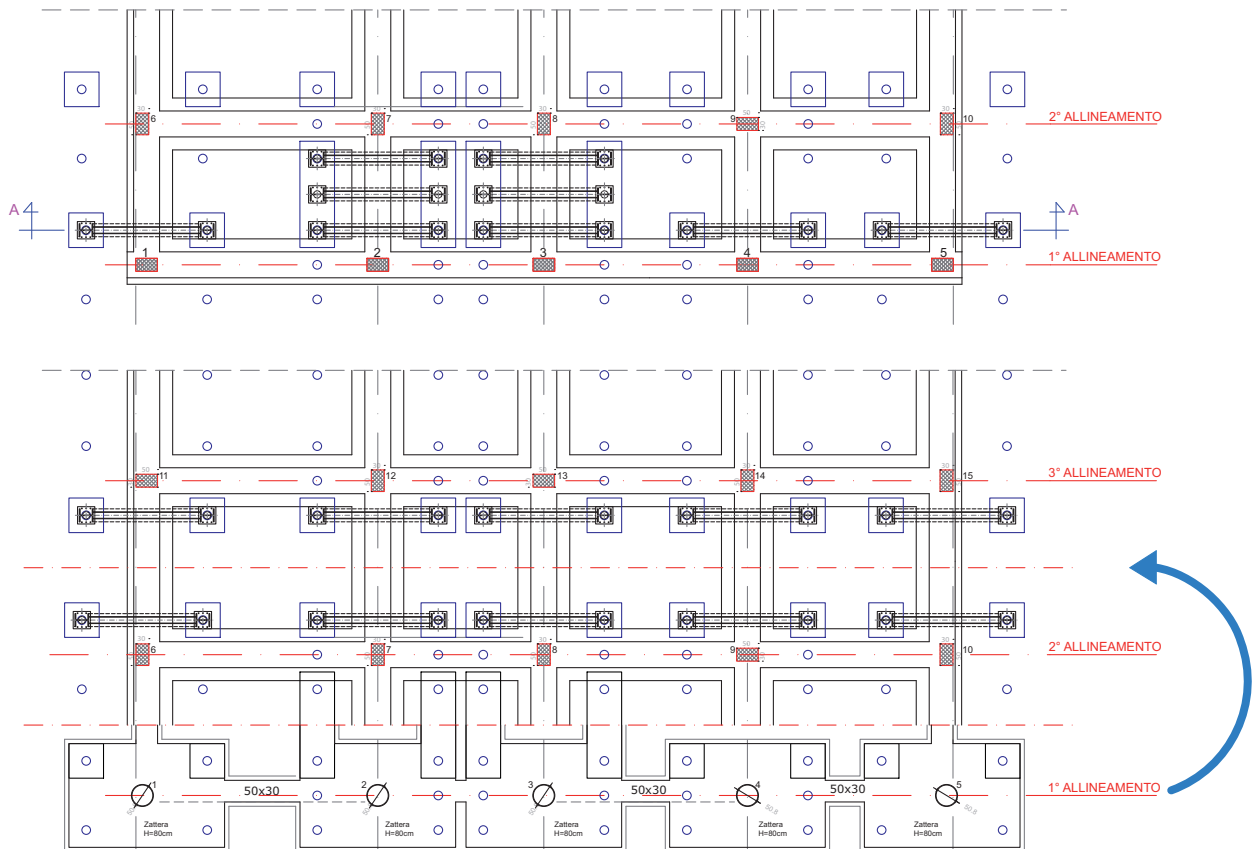


Figura 13  
Posizionamento dei portali metallici con i martinetti idraulici in opera.



controllare la costanza di pressione di tutti i martinetti, durante la fase di taglio.

- f. Per ogni allineamento si è proceduto alla sostituzione dei pilastri procedendo uno, massimo due alla volta, seguendo le sottofasi di seguito descritte (il tempo impiegato per la sostituzione della totalità dei pilastri è stato di 5 mesi):
- Taglio con sega circolare delle travi di fondazione (a metà dell'interasse tra il pilastro interessato e quelli limitrofi), al fine di isolare le porzioni di travi di fondazione convergenti nel pilastro interessato in modo da non indurre eccessive vibrazioni sulla struttura esistente durante le fasi di demolizione e rimozione delle travi stesse (Figura 14);
  - Taglio pilastro con sega circolare, all'intradosso della trave del primo impalcato, demolizione con martello demolitore e rimozione del pilastro stesso (Figura 15). Durante questa fase è stato monitorato, con trasduttori, il cedimento che si manifesta sul martinetto idraulico.
  - Inserimento del pulvino in acciaio fissato all'intradosso della trave del primo impalcato, necessario per l'alloggiamento dell'isolatore sismico (Figura 16), opportunamente dimensionato e verificato sia in condizione di esercizio che in fase transitoria per la sostituzione dell'isolatore. Anche la scelta del pulvino in acciaio è stata adottata al fine di ridurre al minimo i tempi di lavorazione in cantiere.
  - Realizzazione della nuova fondazione in c.a. (getto di seconda fase), garantendo la continuità di getto con il dado realizzato precedentemente, in modo da ottenere la monoliticità della stessa. Prima del getto è stata posizionata la dima di centraggio del pilastro in acciaio ed i tirafondi per l'attacco dello stesso. (Figura 17).
  - Montaggio del pilastro in acciaio (Figura 18);
  - Montaggio dell'isolatore sismico in testa al pilastro in acciaio (Figura 19);
  - Scarico dei martinetti idraulici al termine della sostituzione dell'ultimo pilastro dell'allineamento.
- g. Rimozione dei martinetti e dei portali di sostegno, rimontaggio per l'allineamento successivo e ripetizione delle fasi precedentemente descritte.
- h. Realizzazione della scala di accesso al piano primo, precedentemente demolita, prevedendo un giunto di 5 cm al di sotto del secondo gradino (n. 19) dal primo impalcato, in modo da garantire il libero movimento del piano terra rispetto al piano primo (Figura 20).
- i. Realizzazione del vano ascensore al piano terra. La struttura di supporto dell'ascensore è stata realizzata vincolata al primo livello di piano, per garantire la stessa deformazione dell'edificio, isolato, in fase sismica. Al fine di realizzare l'indipendenza dal piano terra è stato previsto un ampliamento della fossa di fondazione dell'impianto, della dimensione pari al massimo spostamento relativo tra il piano terra e primo (30 cm). Per garantire inoltre lo scarico in fondazione dell'impianto, come previsto dalla legge, è stata introdotta alla base dell'ascensore una slitta con teflon fissata alla fondazione stessa, in modo da assicurare il trasferimento dei carichi statici dell'ascensore alla fossa; in fase sismica, avendo disposto isolatori a pendolo, la slitta si disaccoppia e non interferisce con il sistema isolato (Figura 21).
- j. Realizzazione tubazioni impiantistiche. Al fine di eliminare il punto critico nella zona di passaggio tra la parte di edificio isolata ed il piano terra sono stati adottati dei collegamenti con tubi flessibili dimensionati in funzione dello spostamento massimo degli isolatori sismici (Figura 22).
- k. Realizzazione delle finiture.



Figura 14  
Taglio trave di fondazione esistente.

Figura 15  
Taglio e demolizione  
pilastro in c.a. esistente.



Figura 16  
Inserimento pulvino in  
acciaio per attacco  
isolatore sismico.



Figura 17  
Realizzazione nuova zattera  
di fondazione (Getto di  
seconda fase).

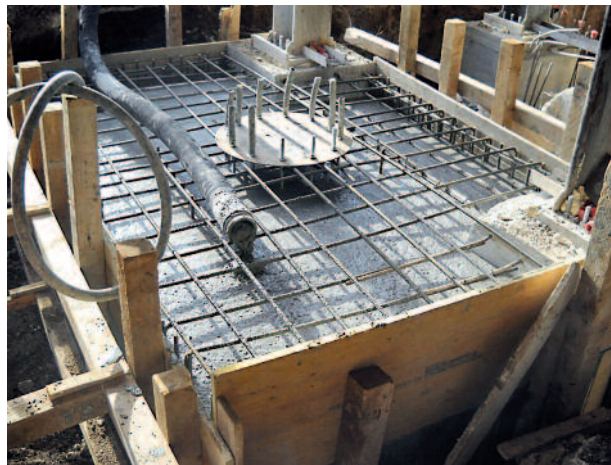


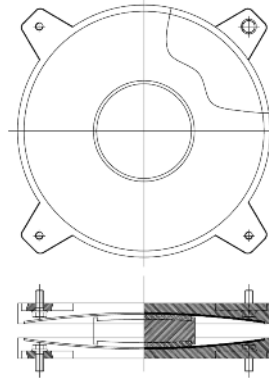
Figura 18  
Montaggio del pilastro in  
acciaio.





**Isolatore a scorrimento a doppia superficie curva serie FIP-D**

Figura 19  
Inserimento dell'isolatore sismico a doppia superficie curva (disegni e tabella da [www.fip-group.it](http://www.fip-group.it)).



$N_{90}$ (kN)	830	Max carico verticale nella combinazione di carico compressiva dell'azione sismica (S <sub>LC</sub> ) o in qualsiasi combinazione di carico che preveda spostamento orizzontale
$a$ (mm)	10,000	Riduzione combinata con lo spostamento orizzontale max
$\mu_{90}$ (%)	2,5	Coefficiente di attrito resiliente (al carico verticale $N_{90}$ )
$R$ (mm)	4000	Raggio di curvatura equivalente
$du$ (mm)	4.350	Spostamento orizzontale max
$F_{90}$ (mm)	1.300	Max carico verticale nella combinazione di carico in assenza dell'azione sismica (S <sub>LC</sub> ) o in qualsiasi combinazione di carico che non preveda spostamento orizzontale

Figura 20  
Particolare costruttivo della nuova scala in c.a. giuntata rispetto al primo impalcato.

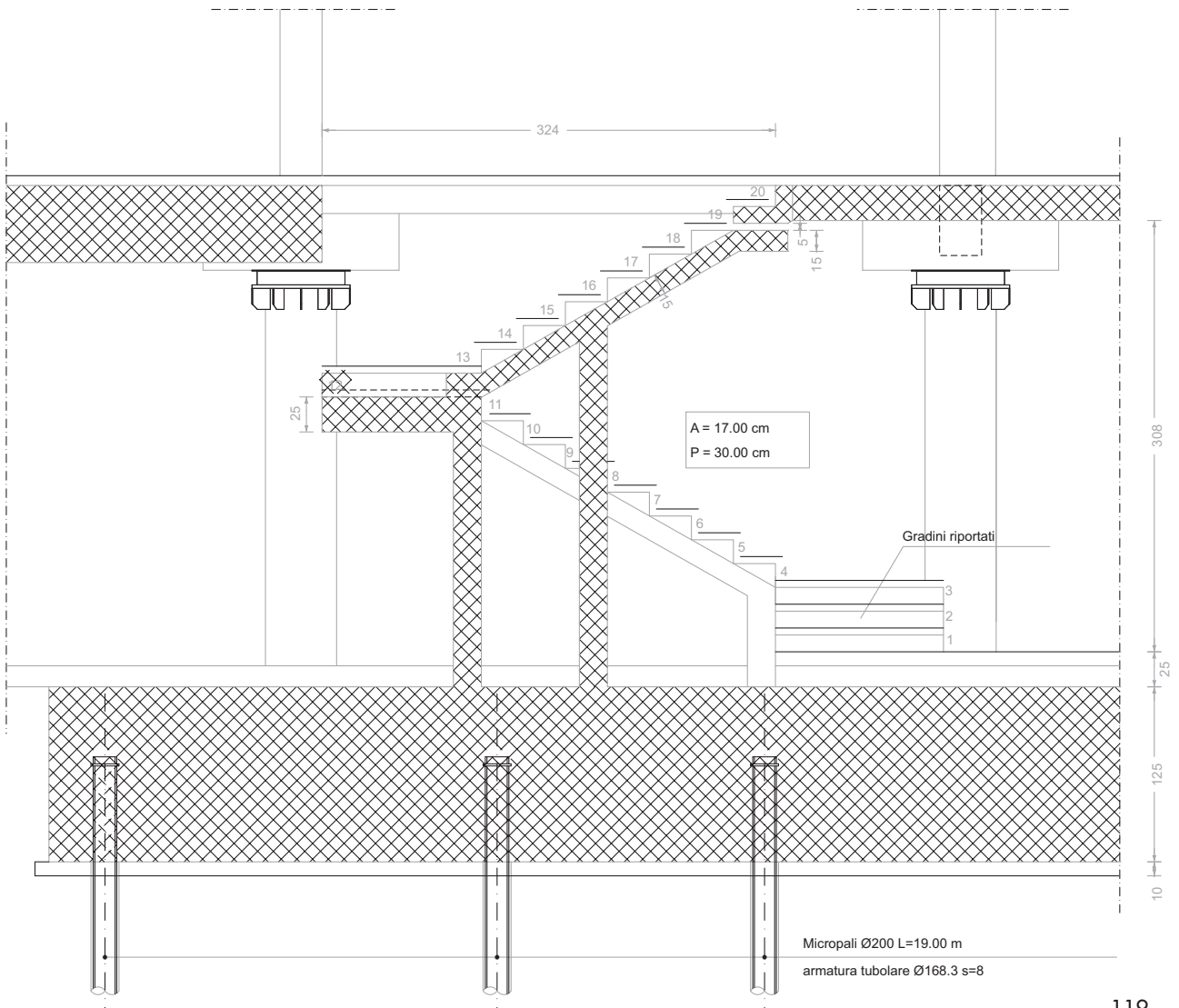


Figura 22  
Particolare costruttivo del vano ascensore isolato dal piano terra.

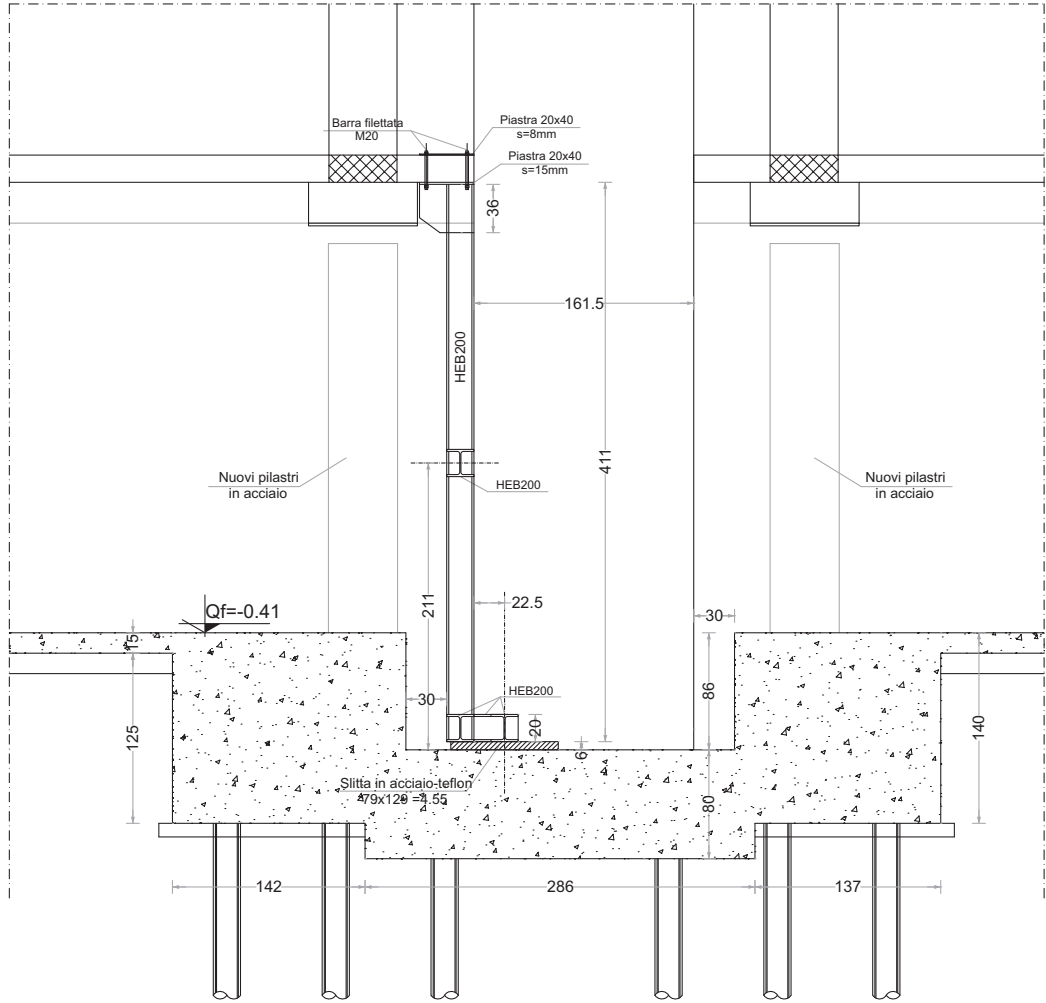
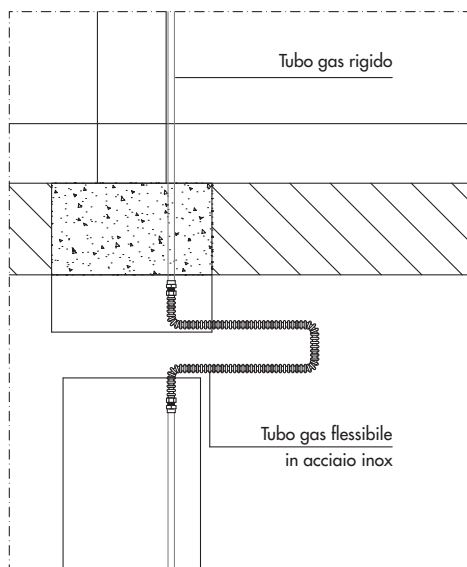


Figura 22  
Particolare costruttivo dei collegamenti con tubi flessibili della rete impiantistica.

Collegamento tubazioni gas con flessibile in acciaio inox



Collegamento tubazione acqua con flessibile

