



RESTAURO DELL'ANTICO MERCATO DI CORSO SARDEGNA
CREAZIONE DI SERVIZI DI QUARTIERE
PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA
Art.23, D.L. 18 aprile 2016 n.50

ELABORATI MODIFICATI COSI' COME RICHIESTO DAL COMUNE DI GENOVA IN DATA 06/02/2018

PROPONENTI:

COSMO COSTRUZIONI MODERNE S.R.L.



Via F. Pozzo 9/2 - 16145 - Genova
C.F./P.IVA 00241730100

Mandataria del R.T.I. costituito con
G. Franco Longhi S.p.a. e Santafede S.r.l. (mandanti)

PROPOSTA DI FINANZA DI PROGETTO
PRESENTATA IN DATA 26/01/2015,
AGGIORNATA IN DATA 10/11/2016,
AGGIORNATA IN DATA 21/03/2018,
AGGIORNATA IN DATA 02/07/2018
AGGIORNATA IN DATA 28/08/2019

DOCUMENTO:

3

TITOLO:

Relazione tecnica strutture

PROGETTISTA:

M&L | Molfino&Longo
www.GENOVAPROGETTI.it

via Interiano 3 16124 Genova
tel: 010/542577
fax: 010/8991159
www.genovaprogetti.it

REDATTO	VERIFICATO	VALIDATO	REVISIONE	DATA	SCALA
-	-	-	04	Agosto 2019	-

SOMMARIO

1	Premessa	4
2	Cenni storici.....	4
2.1	Inquadramento storico-normativo	6
3	Descrizione delle strutture	9
4	Stato di fatto	10
4.1	Sopralluogo.....	10
4.2	Elementi di degrado.....	16
5	Normativa e documenti di riferimento	20
6	Documentazione acquisita.....	20
6.1	Risultati indagini sui materiali.....	21
6.2	Rilievo sezioni	22
6.3	Fondazioni	22
7	Inquadramento normativo e iter burocratico	23
7.1	Premessa	23
7.2	Normativa	24
7.2.1	Fasi progettuali	25
7.2.2	Inquadramento progetto di fattibilità	26
7.3	Classe d'uso.....	27
7.4	Iter burocratico	28
8	Descrizione degli interventi.....	30
8.1	Pavimentazione rigida	30
8.2	Interventi sui solai	31
8.3	Interventi di ripristino del copriferro	33
8.4	Interventi su travi fessurate. Rinforzo mediante placcaggio con tessuti in fibre di acciaio.....	34
8.5	Interventi sui pilastri.....	35
9	Ulteriori indagini sulle strutture e sui materiali.....	37
10	Modello di calcolo edificio centrale	38
10.1	Analisi dei carichi.....	38
10.2	Azione sismica.....	38
10.3	Materiali	39
10.4	Schema statico	40
10.5	Risultati.....	40

11	Modello di calcolo edificio multipiano.....	47
11.1	Analisi dei carichi.....	47
11.2	Materiali	47
11.3	Schema statico	47
11.4	Risultati.....	47
12	Altre costruzioni	48
13	Conclusioni e sviluppi futuri	49

1 Premessa

La presente relazione riguarda le opere strutturali dell'ex mercato ortofrutticolo di Genova, sito in Corso Sardegna e dismesso da quasi una decina di anni. La relazione s'inserisce nell'ambito del progetto di fattibilità e ha lo scopo di illustrare le problematiche strutturali degli edifici che saranno mantenuti e riutilizzati.

2 Cenni storici

Il mercato di corso Sardegna venne realizzato in seguito alla necessità di dover soddisfare le esigenze di una città moderna in pieno e continuo aumento di popolazione. La città si era già dotata, alla fine dell'Ottocento, del mercato Orientale sito in via XX Settembre. Data la sua limitata estensione e la conformazione non affatto rispondente ai criteri moderni di costruzione di un grande mercato e per la sua ubicazione nella più importante arteria del centro cittadino, si rese necessaria la realizzazione di un nuovo unico mercato all'ingrosso di frutta e verdura lontano dal centro abitato ma allo stesso tempo prossimo alle stazioni ferroviarie. La scelta dell'area su cui far sorgere il nuovo mercato si fece ricadere sulle nuove zone di ampliamento della città dal lato orientale. Nel 1924 iniziarono le trattative per l'acquisto dei terreni da parte del Comune nel quartiere di S.Fruttuoso, all'epoca scarsamente edificato in quanto da poco annesso al Comune di Genova, e pertanto i terreni acquistati erano per lo più aree fabbricabili. Nel 1924 il Comune si occupò della redazione del progetto che venne studiato dall'Ufficio Tecnico Municipale, diretto dall'ing. Capo Cesare Parodi ed elaborato dagli ing. Tomaso Badano e Mario Braccialini.

Il primo progetto prevedeva un'area complessiva di 15.800 mq a cui si aggiungevano 1500 mq destinati alle tettoie per il carreggio e 3000 mq di superficie coperta esistente nei fondi delle case adiacenti al mercato e situate in corso Sardegna. Con deliberazione 8 aprile 1925 venne approvata la costruzione del nuovo mercato. L'appalto però comprendeva solo la copertura di 9000 mq affinché la rimanente superficie potesse essere realizzata in seguito, quando le esigenze del mercato lo avrebbero richiesto. Rispetto al progetto approvato nel 1925 verranno fatte in seguito diverse considerazioni in merito ai calcoli dei sovraccarichi e le coperture delle sopraelevazioni del corpo perimetrale.

Secondo il progetto iniziale il mercato si sviluppava con perimetro rettangolare i cui lati erano ml 135 e ml 65. Lungo tutto il perimetro il progetto prevedeva una costruzione ad un solo piano la cui larghezza di 7 m era destinata in massima parte a magazzini di fronte ai quali fu lasciato uno spazio libero coperto il quale doveva servire durante il giorno all'esposizione della merce. La costruzione era costituita da un'ossatura in cemento armato con pilastri su fondazioni in blocchi di calcestruzzo armato; la copertura era a terrazzo con solette in mattoni forati formanti camera d'aria, rivestimento impermeabile e mattonelle, stessa copertura prevista anche per le gallerie antistanti. La muratura di perimetro era prevista in pietrame e malta di calce dello spessore di 50 cm, mentre le pareti divisionali dei magazzini erano previste in blocchetti di cemento con spessore di 30 cm.

Nella parte centrale inizialmente erano previste solo due tettoie destinate ai posteggi di 820 mq ciascuna che furono progettate a tre campate, delle quali la centrale destinata al pubblico e quelle laterali ai posteggi;

inizialmente le tettoie erano previste in struttura metallica. Per dare posto a numerosi servizi richiesti all'interno nel mercato, fu pensato di sopraelevare gli edifici perimetrali di un piano sui quattro angoli del perimetro del fabbricato e ai lati dell'ingresso principale su corso Sardegna. Le sopraelevazioni alle estremità, destinate agli uffici, furono progettate con solai in cemento armato calcolati per un sovraccarico di 450 kg/mq e la copertura inizialmente prevista a tetto a padiglione con orditura in legno. Per le costruzioni adibite ad alloggi i solai vennero invece calcolati per un sovraccarico di 300 kg/mq.

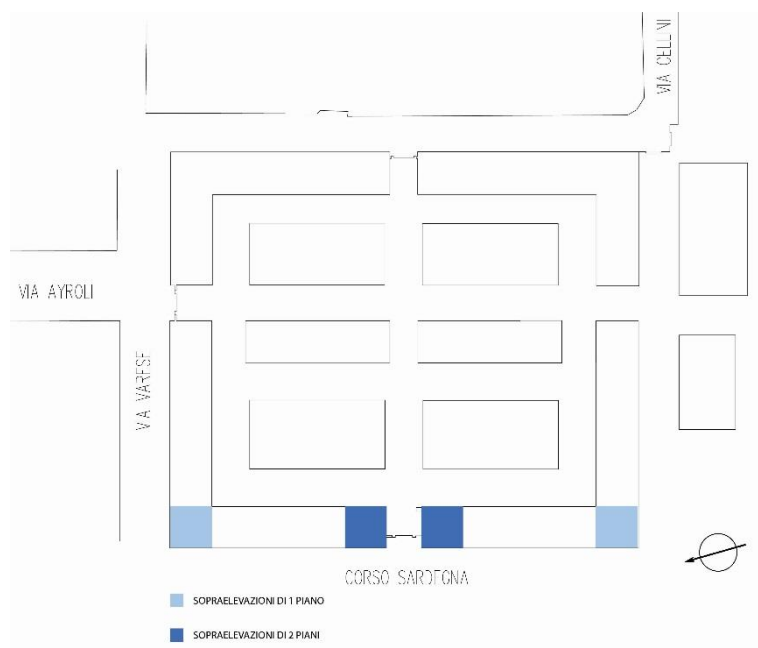


Figura 1: Sopraelevazioni

L'Ufficio Tecnico inoltre progettò un edificio a parte, a piano rialzato, destinato a raccogliere un bar-restaurant. Il fabbricato era pensato sopraelevato dal piano stradale di 1,5 m con una superficie di 138 mq. Essendo rialzato, nei locali sotterranei fu prevista la cucina e le cantine, munite di un'intercapedine di 1 m. La copertura, essendo a terrazzo, era formata da una soletta in cemento armato con camera d'aria con sovraccarico di 200 kg/mq, rivestimento impermeabile e mattonelle. Tutte le scale che portano ai primi piani furono progettate a tenaglia in cemento armato con rivestimento in marmo bianco.

Diversamente da quanto indicato nel progetto approvato l'8 aprile 1925 in cui erano previste solo due tettoie, si vede comparire nei documenti dell'Archivio Storico l'indicazione di quattro tettoie previste nell'ampliamento del mercato. Con l'intenzione di effettuare un'economia non solo di impianti ma anche di manutenzione, l'Ufficio Tecnico studiò una struttura in cemento armato; constatando inoltre che dal punto di vista estetico si sarebbero maggiormente armonizzate con l'architettura degli edifici perimetrali.

Secondo un documento in data 19 aprile 1927 è possibile apprendere che la prima metà dell'opera, collocata nella zona sud-ovest, stava per ultimarsi e non sarebbe stata capace di soddisfare le esigenze del mercato e quindi l'Ufficio propose la realizzazione di una nuova tettoia sul terreno contiguo (collocato a sud-est), destinato all'ampliamento del mercato stesso.

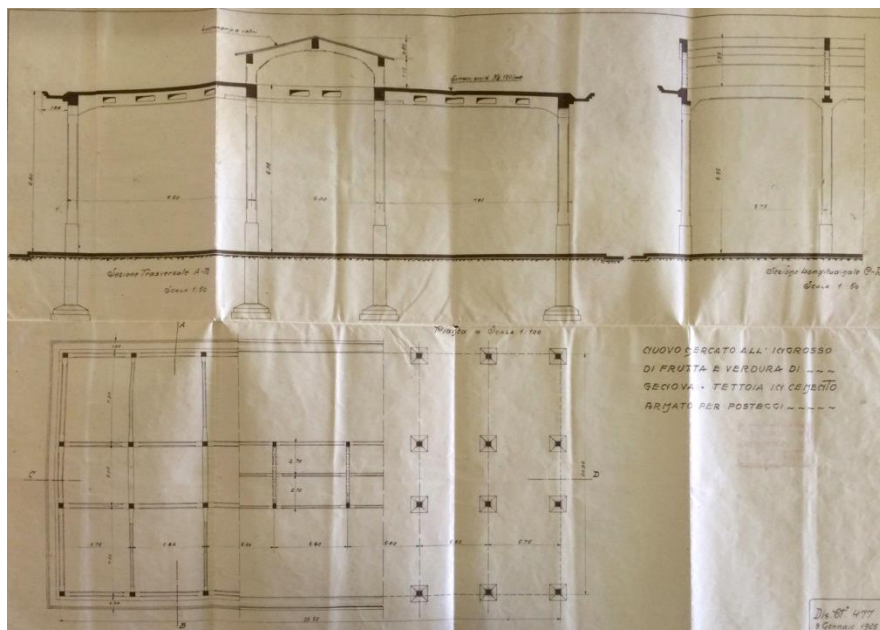


Figura 2: Presunto progetto prima tettoia (1926)-Archivio storico

Il 30 ottobre 1927 venne inaugurata la prima parte del mercato. Il 3 luglio 1928 venne approvata una terza tettoia, presumibilmente collocata nella zona nord-ovest del mercato, che vedeva in quei mesi il suo sviluppo secondo quanto previsto nel progetto di ampliamento. La nuova tettoia era prevista con le stesse caratteristiche della prima con l'unica variante sulle fondazioni che dovevano invece spingersi a una quota maggiore di 2,5 m con conseguente allargamento della piastra di fondazione e inserimento di una sottopiastra.

La seconda parte del mercato fu inaugurata il 28 ottobre 1928, ma rispetto a come si presenta ai giorni nostri era ancora privo degli edifici che sorgono nella zona nord-est e di quelli perimetrali nella zona sud-est, presumibilmente realizzati dopo il 1930.

2.1 Inquadramento storico-normativo

La costruzione del mercato, che va dal 1926 al 1930, si inserisce in un periodo storico caratterizzato dalla sperimentazione del calcestruzzo armato, la cui normalizzazione si stava evolvendo rapidamente. Nonostante il manufatto sia stato realizzato in un breve arco temporale, risulta essere stato progettato secondo quattro diverse normative. Gli edifici costruiti nel 1926 e nel 1927 dovevano seguire le prescrizioni del D.P. 15/05/1925, quelli costruiti nel 1928 si dovevano invece riferire al R.D.L. 4/09/1927, l'edificio costruito nel 1930 doveva rispettare il R.D.L. 7/06/1928 o il R.D.L. 4/04/1929 mentre le ultime parti realizzate dopo il 1930 si dovevano necessariamente riferire al R.D.L. 18/07/1930.



Figura 3: Planimetria del mercato suddivisa secondo le normative adottate

Con la costruzione postbellica e nel corso degli anni Venti, l'uso del cemento armato nelle costruzioni stava diventando la principale tecnica adoperata dai progettisti. Si assiste a un passaggio dai brevetti, che venivano inizialmente sviluppati da imprese specializzate, ai prontuari, abachi e tabelle per facilitare i neofiti e per velocizzare la progettazione di chi già conosceva il materiale. La nuova tecnica costruttiva stava diventando sempre più alla portata di un maggior numero di imprese e progettisti non sempre qualificati e pertanto si rese necessario adottare misure più rigide nella normativa, in particolare nell'aspetto esecutivo. Le prime prescrizioni vennero approvate con D.M. 2/02/1907 ed ebbero un periodo di validità piuttosto lungo fino all'entrata in vigore del D.P. 15/05/1925, primo di sette decreti che si sono susseguiti fino al 1933, a distanza di uno o due anni l'uno dall'altro, che nonostante un numero sempre maggiore di articoli, mantenevano l'impostazione delle prescrizioni del 1907.

Si riassumono di seguito le principali novità introdotte nelle normative che riguardano la progettazione del mercato di corso Sardegna:

- D.P. 15/05/1925: assunzione di valori maggiori per le tensioni ammissibili; per il conglomerato riduzione del coefficiente di sicurezza rispetto al carico di rottura da 5 a 4, per il ferro omogeneo aumento del limite massimo di resistenza a trazione a 1200 kg/cm², mentre per il ferro saldato il valore rimane pari a 800 kg/cm²;
- R.D.L. 4/09/1927: estensione del regolamento anche alle opere private; viene assunto un tono più rigido e non più di consiglio e viene stabilito l'obbligo di effettuare controlli su progetti e cantieri;

- introduzione per la prima volta la differenza tra cemento di prima e seconda qualità, con i rispettivi valori limite per la tensione normale (rispettivamente 30 kg/cm² e 40 kg/cm²);
- R.D.L. 7/06/1928: trasformazione della produzione da cemento naturale a cemento artificiale con conseguente introduzione di un ricco campionario di tipi di cemento con riportate le relative resistenze a compressione; abolizione della distinzione fra prima e seconda qualità di cemento e sostituita da tre fasce di resistenza ammissibile in funzione della resistenza a rottura della malta con cui veniva confezionato;
 - R.D.L. 4/04/1929: per i cementi ad alta resistenza viene assunto un valore del carico di sicurezza per sollecitazioni a pressione semplice pari a 50 kg/cm²;
 - R.D.L. 18/07/1930: modifiche alle formule per i pilastri armati a spirale e corrette le armature minime per i pilastri normali.

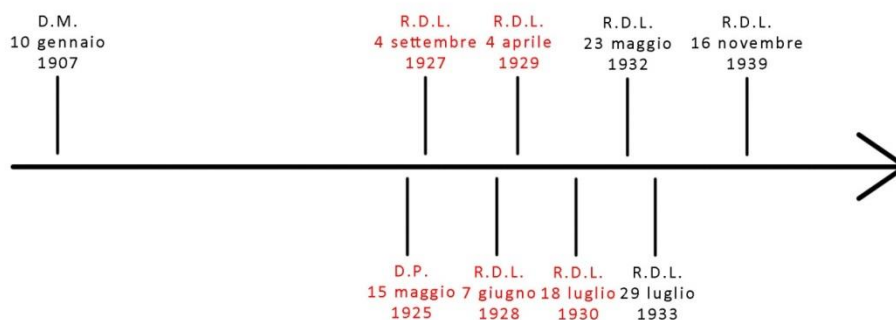


Figura 4: Cronologia normative tecniche

Il confronto tra le normative esaminate ha fatto emergere in generale un maggiore controllo da parte del Ministero dei Lavori Pubblici con il passare del tempo.

Di seguito viene riportato un confronto fra le prescrizioni di tre delle normative analizzate in quanto presentano differenze più significative nell'ambito di:

- Armatura dei pilastri: relazione fra la sezione dei ferri longitudinali e la sezione del calcestruzzo;
- Passo delle staffe;
- Resistenza a trazione dei ferri.

1925	1927	1930
L'armatura longitudinale di un pilastro non dovrà avere una sezione complessiva minore del 1% di quella del conglomerato.	L'armatura longitudinale di un pilastro non dovrà avere una sezione complessiva minore del 1% o del 0,50% di quella del conglomerato, quando quest'ultima sia rispettivamente non maggiore di 1600 cmq oppure non minore di 6400 cmq. Per sezioni intermedie di conglomerato la sezione del	L'armatura longitudinale di un pilastro non dovrà avere una sezione complessiva minore dell'1 % o del 0,70 % di quella del conglomerato, quando quest'ultima sia rispettivamente non maggiore di 1600 cmq oppure non minore di 6400 cmq.

Le legature trasversali dei ferri che armano il pilastro devono essere efficaci e trovarsi a distanza notevolmente inferiore a quella per la quale potrebbe avvenire la flessione laterale dei detti ferri, considerati come isolati	ferro varierà linearmente fra i limiti suindicati. Le legature trasversali dei ferri che armano il pilastro devono essere distribuite a distanza pari a 10 volte il diametro dei ferri.	Le legature trasversali dei ferri che armano il pilastro devono essere distribuite a distanza breve non mai superiore alla minor dimensione della sezione del pilastro.
Resistenza a tensione compresa fra 38 e 50 kg/mm ² . Allungamento di rottura non inferiore rispettivamente a 27 e 21%. E, quando sia richiesto: contrazione di rottura, non inferiore rispettivamente 60 e 50%; resistenza non minore di kgm 10 (su barretta Mesnager).	Resistenza a tensione compresa fra 38 e 50 kg/mm ² . Allungamento di rottura non inferiore rispettivamente a 27 e 21 % E, quando sia richiesto: contrazione di rottura, non inferiore rispettivamente 60 e 50%.	Resistenza a tensione compresa fra 38 e 50 kg/mm ² . Allungamento di rottura non inferiore rispettivamente a 27 e 21 % E, quando sia richiesto: contrazione di rottura non inferiore rispettivamente a 60 e 70 %.

3 Descrizione delle strutture

Il complesso consta di una corte perimetrale all'interno della quale ci sono quattro edifici tipo padiglione, due dei quali saranno demoliti. Questi edifici sono circa coevi, risalenti agli anni '30. Alcuni di questi sono vincolati dalle Belle Arti. All'esterno della corte sono state costruite in epoca più recente due strutture di fattura più moderna e meno curata esteticamente.

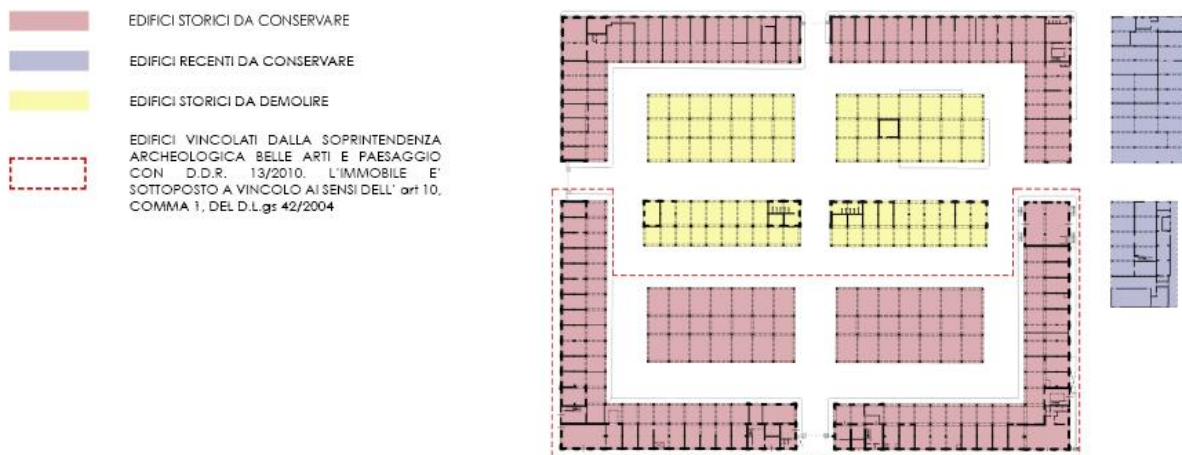


Figura 5: Edifici vincolati, da demolire e da conservare

Gli edifici perimetrali sono composti da una struttura di travi e pilastri in cemento armato con un porticato a tutt'altezza che si apre verso l'interno del mercato e una parte retrostante con tamponamenti sul versante stradale e che presenta un piano sopraelevato. La copertura è realizzata in latero cemento mentre i tamponamenti sono realizzati in mattoni pieni.

Le tettoie sono di forma rettangolare e costituite da una maglia di travi e pilastri in cemento armato formanti tre campate in senso longitudinale. Internamente le campate sono divise da pilastri di pianta ottagonale mentre

sui lati lunghi del perimetro e in prossimità degli spigoli i pilastri sono di pianta rettangolare, sui lati corti invece quadrati. La copertura delle campate laterali è in latero cemento, mentre nella campata centrale troviamo un'orditura principale in cemento armato e un'orditura secondaria in travetti di acciaio e listelli in legno sormontata da pannelli in Eternit.

Nel tempo alcuni edifici, quasi tutti ad un piano, sono stati soppalcati. In altri casi ci sono state delle vere e proprie superfetazioni, quali ad esempio i pilastrini che reggevano la copertura dei corridoi, piuttosto che tamponamenti chiaramente non coevi della struttura.



Foto 1: scheletro tettoia

Dalle planimetrie di rilievo e di progetto si deduce un organismo unico molto regolare, con struttura in c.a. o mista in muratura, comunque di dimensioni generose, nelle tipologie statiche-dimensionali tipiche dei primi organismi in c.a.. La struttura testimonia che la cultura del cemento armato a Genova fosse all'epoca già ben consolidata, essendo presente in città sin dal 1901 (Hennebique).

4 Stato di fatto

4.1 Sopralluogo

Il sopralluogo è stato un importante primo approccio per verificare lo stato di degrado delle strutture. Si è, infatti, evidenziata una struttura portante interamente in cemento armato, con pilastri di dimensioni 40x40 [cm] minimo e travi ricalate, alcune delle quali rastremate agli appoggi, come era uso all'epoca. Gli edifici della corte hanno una struttura ripetitiva di telai tutti uguali. Alcuni sono tamponati con muratura di mattoni pieni.



Foto 2: Trave c.a. e solai latero cementizi



Foto 3: Tamponatura

Ai lati del cancello d'ingresso di Corso Sardegna si hanno due edifici più alti, a tre piani, con copertura piana. La struttura è sostanzialmente integra; sono presenti alcune fessurazioni soprattutto sulle murature e, raramente, cavillature sulle strutture portanti. Le scale in particolare rivelano un'ottima fattura, almeno a livello visivo e un buono stato di conservazione, nonostante lo stato di abbandono.



Foto 4: Scale interne



Foto 5: Scale interne, particolare trave



Foto 6: Scale interne, particolare

In alcuni degli edifici bassi, non riparati dall'aria, l'intonaco si è degradato al punto di scoprire l'intradosso del solaio. I solai a vista risultano tutti in laterizio con armatura. In alcune zone i laterizi sono "sfondellati".



Foto 7: Solaio sfondellato



Foto 8: Solaio sfondellato



Foto 9: Solaio

Gli edifici interni alla corte presentano una concezione strutturale più raffinata. La sezione ha tre campate. La prima e la terza salgono coi pilastri fino ad un'altezza di circa 5.2 [m]; la campata centrale, più stretta, s'innalza per altri 150 [cm] circa e va a formare una "capannetta", risultante poi, nei prospetti, in un timpano.

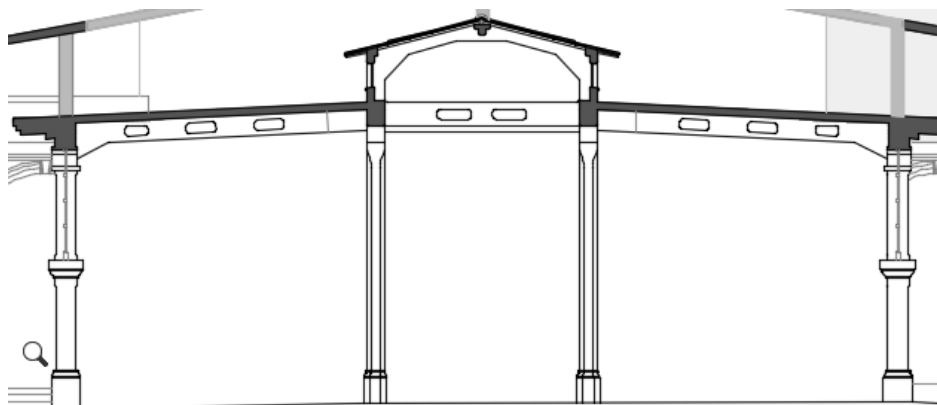


Figura 6: Sezione edificio centrale

Le travi più basse sono di fattura più unica che rara, presentando degli alleggerimenti della sezione più tipici di travi metalliche che di c.a.. La trave del timpano forma praticamente un arco. In senso longitudinale i telai sono collegati da travi ricalate a L o a T (colmo).



Collegamenti trasversali

Foto 10: Collegamenti trasversali

Collegamenti trasversali



Foto 11: Collegamenti trasversali



Foto 12: Vista edificio centrale con travi forate

Al di sopra delle travi longitudinali centrali si ha un tamponamento in mattoni:



Foto 13: Tamponamento mattoni

Il solaio a quota più bassa ritrova i laterizi, mentre la copertura della capannetta è più leggera, probabilmente, di lastre di fibrocemento.

Gli elementi portanti in c.a., laddove il copriferro è stato espulso, mostrano degli aggregati abbastanza grossi, ferri lisci, staffe con interassi tra i 15 e i 30 [cm].



Foto 14: Pilastro c.a. e armature

Durante il sopralluogo non c'è stato alcun punto di accesso al sistema fondazionale, né degli edifici perimetrali né di quelli centrali.

4.2 Elementi di degrado

L'analisi più approfondita svolta nell'ambito della tesi di laurea ha fatto emergere inoltre i seguenti fattori.

Il mercato presenta oggi diversi fenomeni di degrado sia dovuti a cause endogene che esogene. E' opportuno considerare che le modifiche e le aggiunte apportate negli anni da parte degli esercenti, hanno comportato il più delle volte l'innescare di fenomeni di degrado diffusi e di possibili meccanismi di dissesto.

Le cause che hanno innescato fenomeni di natura chimica sono i seguenti:

- Risalita capillare: ha interessato i tamponamenti in laterizio presenti negli edifici perimetrali, causata da uno scarso isolamento tra terreno e parete e alla zona di forte rischio di allagamento su cui insiste il manufatto;
- Infiltrazione d'acqua: ha interessato gran parte dell'intradosso della soletta di copertura degli edifici perimetrali, legata ad una scarsa impermeabilità del manto di copertura o all'assenza di un adeguato sistema di smaltimento delle acque;



Foto 15: Risalita capillare



Foto 16: Efflorescenze saline

Gli effetti che sono scaturiti da queste cause sono:

- Efflorescenze saline: causate dalle infiltrazioni di acqua che si presentano in forma di macchia biancastra e geometria irregolare;
- Patina biologica: causata da un'eccessiva imbibizione di acqua per ruscellamento o infiltrazione, si presenta come deposito di colore verde e si riscontra per lo più su elementi esterni ma anche pilastri interni o intradosso di solette di copertura;
- Distacchi di intonaco: assenza di continuità tra gli strati di rivestimento rispetto al substrato, causati da infiltrazioni d'acqua ed efflorescenze saline oltre che da fenomeni di natura antropica in seguito alle modifiche strutturali apportate agli elementi costruttivi;

- Espulsione di copriferro: fenomeno che dipende dai criteri costruttivi, dalla qualità del calcestruzzo, dallo spessore del copriferro e dall'aggressività dell'ambiente.



Foto 17: Espulsione del copriferro e corrosione armatura

Per quanto riguarda i dissesti, quelli che si possono riscontrare nel manufatto sono:

- Carenze statico-costruttive nei solai: dissesti riconducibili alla corrosione dei ferri disposti all'intradosso dei travetti in cemento armato. La formazione di ruggine provoca l'espulsione del copriferro e in particolare dei punti di appoggio delle pignatte in laterizio.
- Danneggiamenti nei tamponamenti: i pannelli di tamponamento, non essendo elementi strutturali, in condizioni ordinarie svolgono un ruolo statico modesto, tuttavia è importante che siano ancorati alla struttura. In alcuni edifici perimetrali si riscontra uno scarso ammorsamento tra travi-pilastri e tamponamenti;
- Danneggiamento delle armature: la realizzazione di solai da parte degli esercenti senza un criterio costruttivo comune e soprattutto che ponesse l'attenzione al mantenimento dell'integrità strutturale, ha portato a danneggiare in alcuni casi le armature dopo averne eliminato il copriferro.



Foto 18: Espulsione copriferro e rottura di laterizio in un solaio



Foto 19: Mancanza di ammorsamento trave-pilastro e tamponamento



Foto 20: Espulsione del copriferro e lesione su trave

5 Normativa e documenti di riferimento

Il progetto seguirà i dettami del DM 17/01/2018 e relativa circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.

Altri documenti di riferimento sono il D.P.R. 380/2001, la D.G.R. n. 938/2017, la DGR del 17/03/17 riguardante la nuova classificazione sismica della Liguria. È stato poi fatto ampio riferimento alla tesi di laurea dell'ing. E. Repetto dal titolo "Il mercato ortofrutticolo di Corso Sardegna – Genova –Analisi delle strutture e dei materiali in rapporto alle normative sul calcestruzzo armato dei primi anni del Novecento" dell'a.a. 2015-2016.

È noto infine che esiste della documentazione cartacea progettuale presso l'Archivio Storico di Genova.

6 Documentazione acquisita

Successivamente al sopralluogo è stata acquisita la documentazione relativa al progetto definitivo eseguito per conto della società Rizzani De Eccher dallo studio di ingegneria Polistudio – A.E.S. nel 2010.

I documenti comprendono relazioni, disciplinari, computi, rilievo fotografico e tavole, tra cui:

00537-R-ST-XX-XX-1004-X_0 (rel descrittiva sismica specialistica - materiali)

00537-R-ST-XX-XX-1005-X_0 (calcoli preliminari ed A-B)

Uno dei documenti più interessanti è la "Relazione descrittiva sismica specialistica – materiali", dalla quale si evincono molte informazioni utili al progetto attuale.

Si premette che il progetto del 2010 era molto diverso da quello attuale, in generale molto più invasivo: degli edifici esistenti si sarebbero mantenuti solo le due corti perimetrali ai lati dell'ingresso di Corso Sardegna (A e B nella figura). Gli edifici centrali che ora vengono mantenuti sarebbero stati demoliti e ricostruiti (C e D) fedeli all'estetica precedente per la parte fuori terra, mentre tutto il resto sarebbe stato demolito e ricostruito in modo diverso.

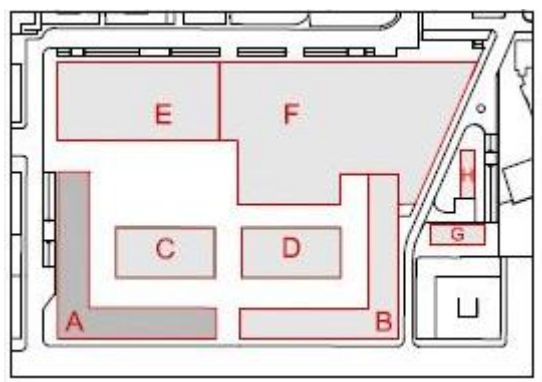


Figura 7: Progetto precedente

Le relazioni di calcolo sono quindi inutilizzabili, anche perché appare chiaro che fossero analisi preliminari e giustamente non approfondite.

La relazione descrittiva sopracitata appare invece particolarmente interessante, perché contiene i risultati delle indagini sui materiali eseguite sugli edifici A e B.

Per lo stesso motivo sono interessanti alcune tavole di rilievo, dove sono riportate nel dettaglio le sezioni rilevate di travi e pilastri.

6.1 Risultati indagini sui materiali

Non è lo scopo della relazione riportare tutti i risultati delle indagini che occupano un intero allegato alla relazione descrittiva di cui sopra. Basti sapere che sono state fatte indagini pull-out, prove sclerometriche, analisi ultrasoniche e Sonreb, carotaggi e prelievi di barre di armatura, prove di carbonatazione, termografie. Le prove e il rilievo sono stati eseguiti dalla società 4Emme.

Per l'immediatezza della lettura si riportano in questa sede solo i risultati delle prove di compressione del calcestruzzo e delle prove di trazione delle barre.

Prova Sperimentale n°4152/GE – Tabella n°5 – det erminazione resistenza carote									
Elemento indagato	Sigla	Piano	Dimensioni [mm] diam. Ø h rett.		Rettifica	peso [g]	tipo rottura	Rc [N/mm²]	Prof. Carb. [cm]
P2	C1	terra	94	94	R	1449	S	13,5	4
T2	C2	soppalco	94	94	R	1482	S	22,0	5
F3	C3	fondazione	94	94	R	1453	S	42,5	1
P5	C4	terra	94	95	R	1527	S	12,4	10
P6	C5	terra	94	94	R	1500	S	18,0	10
T7	C6	soppalco	94	95	R	1546	S	14,5	10
T8	C7	soppalco	94	95	R	1588	S	35,5	8
F1	C8	fondazione	94	94	R	1541	S	27,5	5
F2	C9	fondazione	94	95	R	1547	S	32,8	1

Prova Sperimentale n°4152/GE – Tabella n°7 – fer ri-trazione e piegamento							
Elemento indagato	Dimensioni [mm]		Sezione [mm²]	Peso unit. [Kg/m]	Tens. Snervamento Fy[N/mm²]	Tens. Rottura Ft[N/mm²]	Allungamento Agt.
	diam.nom.	diam. mis.					
F1	14	14	153,93	1,21	318,0	431,4	15,63
F2	18	18	254,35	2,00	317,0	390,3	16,75

Premesso che queste prove, in particolare quelle sul calcestruzzo, devono essere mediate e confrontate con le altre per ottenere dei valori di resistenza finali, si possono estrarre due valori provvisori di resistenza:

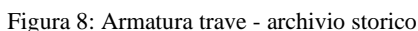
- 1- Calcestruzzo elevazione, media: $\frac{13.5+22+12.4+18+14.5+35.5}{6} = 19.3 MPa$
- 2- Calcestruzzo in elevazione senza i valori estremi, media: $\frac{22+12.4+18+14.5}{4} = 16.7 MPa$
- 3- Calcestruzzo in fondazione: $\frac{42.5+27.5+32.8}{3} = 34.2 MPa$
- 4- Acciaio: $\frac{318+317}{2} = 317.5 MPa$

Si vedrà, ai §7.3 e 8.2 di questa relazione, che i valori della resistenza del calcestruzzo corrispondono a quelli utilizzati dallo scrivente per i calcoli preliminari, presi a loro volta da una campagna di indagini svolta per un altro intervento su un fabbricato genovese coevo.

I risultati sulle barre sono anche migliori, ma bisogna valutare anche il rapporto tra lo snervamento e la rottura e l'allungamento.

6.2 Rilievo sezioni

DETTAGLI DEI PILASTRI SU CUI SONO STATI EFFETTUATI I SONDAGGI



6.3 Fondazioni

22

7 Inquadramento normativo e iter burocratico

7.1 Premessa

Da ormai una ventina di anni l'ingegneria delle costruzioni in Italia si è sviluppata intorno alla questione sismica, anche e soprattutto alla luce di alcuni eventi particolarmente gravi. L'area genovese, per fortuna, non è stata sede delle recenti scosse sismiche e storicamente è una zona che non ha memoria di grandi terremoti. Tuttavia vale la pena spendere qualche riga per spiegare come viene affrontata la questione sismica, poiché nella verifica e nel progetto degli interventi gioca, anche in Liguria, un ruolo importante.

I terremoti sono dei fenomeni aleatori, non si può stabilire quale sarà il prossimo terremoto in un dato luogo. Conoscendo però una serie di informazioni sul sito (terreno, storia dei terremoti passati, ecc), si può in qualche modo prevedere che tipo di terremoto si avrà in un fissato lasso di tempo. Si parla sempre quindi di probabilità che in un certo luogo si verifichi un certo evento sismico, mai di certezza. È poi lo stesso concetto delle alluvioni, o di qualunque fenomeno naturale e di per sé aleatorio.

Si fissano pertanto:

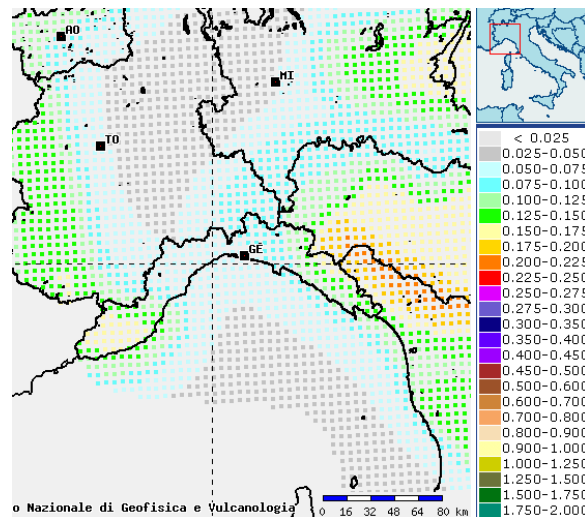
- 1- La vita nominale dell'opera V_N
- 2- La classe d'uso e quindi la vita di riferimento V_R .
- 3- Tipologia di terreno e di topografia (pianura o rilievo);
- 4- Lo scopo della verifica (sto verificando la grandezza delle lesioni sulle tamponature o l'integrità dei pilastri?) e quindi il cosiddetto stato limite. Lo stato limite definisce la probabilità che una data intensità sismica sia superata nell'arco della vita di riferimento V_R .

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

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%

Il terremoto più intenso è quello che ha una minor probabilità di accadimento, cioè quello che ha un periodo di ritorno più lungo. Più la probabilità di accadimento è bassa, più le opere verificate per quello stato limite sono sicure.

Ed ecco infine la mappa di pericolosità sismica per la Liguria per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) in termini di accelerazione a_g per un arco di tempo pari a 50 anni:



Come si può notare grazie alla legenda il genovesato può essere soggetto a fenomeni di bassa intensità anche su lunghi periodi di ritorno. Ed è proprio qui che nasce il problema dell'incidenza del sisma sulla verifica: la storica debolezza dei terremoti ha fatto sì che nessuna struttura a Genova fosse progettata per resistere alle azioni orizzontali (fatta eccezione per il vento), per cui basta quel poco di accelerazione prevista dalla statistica attuale per rendere le strutture esistenti non conformi al livello di sicurezza richiesto dalle norme vigenti.

7.2 Normativa

Il lavoro sugli edifici esistenti è molto rilevante in Italia, tanto da diventare un capitolo a sé stante nelle normative tecniche a partire dal 2003. Nel D.M. 14/01/2008 e circ. 617/2009 gli edifici esistenti sono trattati nel capitolo 8 e in un intero allegato alla circolare. Recentemente la normativa è stata aggiornata con il DM 17/01/2018, che ha aggiunto delle specifiche proprio sugli interventi sugli edifici esistenti.

Si riportano ora degli estratti dalla normativa.

Gli interventi si possono classificare in:

- *interventi di riparazione o locali*: interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;
- *interventi di miglioramento*: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;
- *interventi di adeguamento*: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3.

Dove gli interventi di riparazione locale sono quelli che non cambiano significativamente il comportamento globale e servono per ripristinare le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate o per migliorare le caratteristiche di resistenza o duttilità di elementi, o ancora servono per impedire l'insorgenza di meccanismi di collasso locali.

Gli interventi di adeguamento sono obbligatori solo in determinati casi:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
- c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.
- e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

Qualsiasi altro intervento che non ricada nell'uno o nell'altro caso si può definire come miglioramento.

Analizzando quanto suddetto, si può affermare che il progetto in esame ricade nell'ambito del miglioramento, perché non sussistono le condizioni che rendono obbligatorio l'adeguamento e d'altra parte è un intervento massivo esteso a tutti gli edifici, quindi non è locale.

Il miglioramento è l'intervento che più è stato modificato dal recente aggiornamento normativo.

Le NTC 2008 non prevedevano alcuna percentuale minima di miglioramento. Pertanto era in sostanza sufficiente ripristinare qualche sezione, stendere uno strato di carbonio o togliere una manciata di chili di carico dai solai per ottenere un miglioramento a norma di legge. La lacuna normativa era chiara, tant'è che dopo il terremoto del 2012 in Emilia Romagna è stato emanato un Decreto Legge che ha fissato la soglia di livello di sicurezza minimo -anche dopo interventi di miglioramento- pari al 60%:

DECRETO-LEGGE 6 giugno 2012 , n. 74

Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio delle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo, il 20 e il 29 maggio 2012. (12G0096)

10. In analogia a quanto disposto in occasione di precedenti eventi sismici che hanno interessato vaste porzioni del territorio nazionale, il livello di sicurezza dovrà essere definito in misura pari almeno al 60% della sicurezza richiesta ad un edificio nuovo. Tale valore dovrà essere comunque raggiunto nel caso si rendano necessari interventi di miglioramento sismico. Gli interventi.

Le nuove NTC 2018 hanno recepito il concetto, differenziando però la soglia in base al tipo di struttura. In particolare il valore del 60% è stato adottato per le costruzioni in classe III ad uso scolastico e in classe IV, mentre le rimanenti strutture devono essere migliorate almeno del 10% rispetto allo stato pre-intervento. Nel primo caso non ricadono comunque specifiche situazioni relativi ai beni culturali. Si noti che sono introdotti due concetti paralleli, ma diversi: il 60% è un valore di sicurezza assoluto, mentre il 10 è un valore relativo, cioè una differenza tra il valore di sicurezza offerto dallo stato attuale e quello offerto dopo gli interventi. Questi concetti verranno chiariti meglio nei paragrafi successivi.

7.2.1 Fasi progettuali

Alla luce della premessa è bene chiarire che il progetto di miglioramento prevede due fasi:

- 1- Valutazione della sicurezza dello stato attuale;
- 2- Progetto dei rinforzi e valutazione post-intervento.

La valutazione della sicurezza (§8.3 DM 17/01/2018) è obbligatoria qualora ci sia una riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali. Oppure quando si eseguano gli interventi strutturali previsti dalla norma.

La valutazione della sicurezza dello stato attuale è importante per comprendere lo stato di “partenza” dell’edificio sia dal punto di vista sismico che statico e deve permettere di stabilire se l’uso della costruzione possa continuare senza interventi, se l’uso debba essere modificato (declassamento, limitazione d’uso) o se, infine, sia necessario aumentare la sicurezza strutturale mediante interventi.

La valutazione della sicurezza dello stato attuale va fatta con lo stesso livello di conoscenza di quello di progetto, dove per conoscenze si intendono le caratteristiche dei materiali, i dettagli costruttivi, la geometria delle sezioni, il sistema fondazionale.

Calcolato il livello iniziale come rapporto:

$$\zeta = \frac{\text{Azione massima sopportabile dalla struttura}}{\text{Azione massima di progetto per nuove costruzioni}}$$

si potranno definire gli interventi più adatti allo scopo, anche differenziandoli per tipologia di strutture (per esempio: edifici vincolati-edifici non vincolati) e infine procedere all’analisi dello stato di progetto, calcolando così $\zeta_{\text{progetto,sisma}}$, $\zeta_{\text{progetto,statica}}$ e $\Delta\zeta_{\text{sismico}}$ con lo stato attuale.

7.2.2 Inquadramento progetto di fattibilità

Dato per obbligatorio il miglioramento sismico del 10% minimo rispetto alla situazione attuale, può essere utile porre un obiettivo di miglioramento assoluto (parente del succitato 60%) da perseguire con adeguati interventi (vd. §8) ed eventualmente ricalcolabile nelle successive fasi di progettazione, in base ai risultati delle valutazioni di sicurezza. L’obiettivo, con lo stato di conoscenze attuale, potrebbe essere quello di un livello di sicurezza sismico del 40%.

Nei confronti delle azioni statiche (SLU) si prevede invece un livello di sicurezza del 100%.

Di seguito si offre una tabella riassuntiva dei principali concetti per una maggiore chiarezza.

D.M.17/01/2018	$\zeta_{Progetto, sisma} = \frac{\text{Azione sismica massima sopportabile dalla struttura}}{\text{Azione massima di progetto per nuove costruzioni}} = 0.6 \text{ per scuole e classe IV}$
	$\Delta\zeta = \zeta_{Progetto} - \zeta_{Stato Attuale} \geq 0.1 \text{ per altri edifici}$

PROGETTO RECUPERO MERCATO	$\zeta_{Progetto, sisma} = 0.4$ $\Delta\zeta = \zeta_{Progetto} - \zeta_{Stato Attuale} \geq 0.1 \text{ obbligo di legge}$
	$\zeta_{Progetto, statica} \geq 1$

7.3 Classe d'uso

La classe d'uso, definita al §2.4.2 del DM 17/01/2018, varia in base alla tipologia di struttura e il suo affollamento o la sua importanza da un punto di vista strategico durante e dopo un evento sismico. Dalla relazione illustrativa architettonica è noto che

“negli edifici troveranno posto le seguenti funzioni:

- 1. spazio associativo*
- 2. connettivo urbano (pubblici esercizi, studi medici, banca, uffici, etc) e negozi di vicinato*
- 3. centro integrato di via artificiale comprendente una media struttura di vendita ricollocata.”*

Si può affermare pertanto che la tipologia di struttura del progetto sia assimilabile ad un insieme di negozi, di punti ristoro e di ricezione/animazione dedicati ad un ampio pubblico. Ai fini del progetto tali strutture ricadono quindi in classe d'uso III (struttura che, in caso di collasso dovuto al sisma, possa provocare un grande numero di vittime). Le altre strutture esistenti destinate a parcheggio ricadono invece in classe d'uso II.

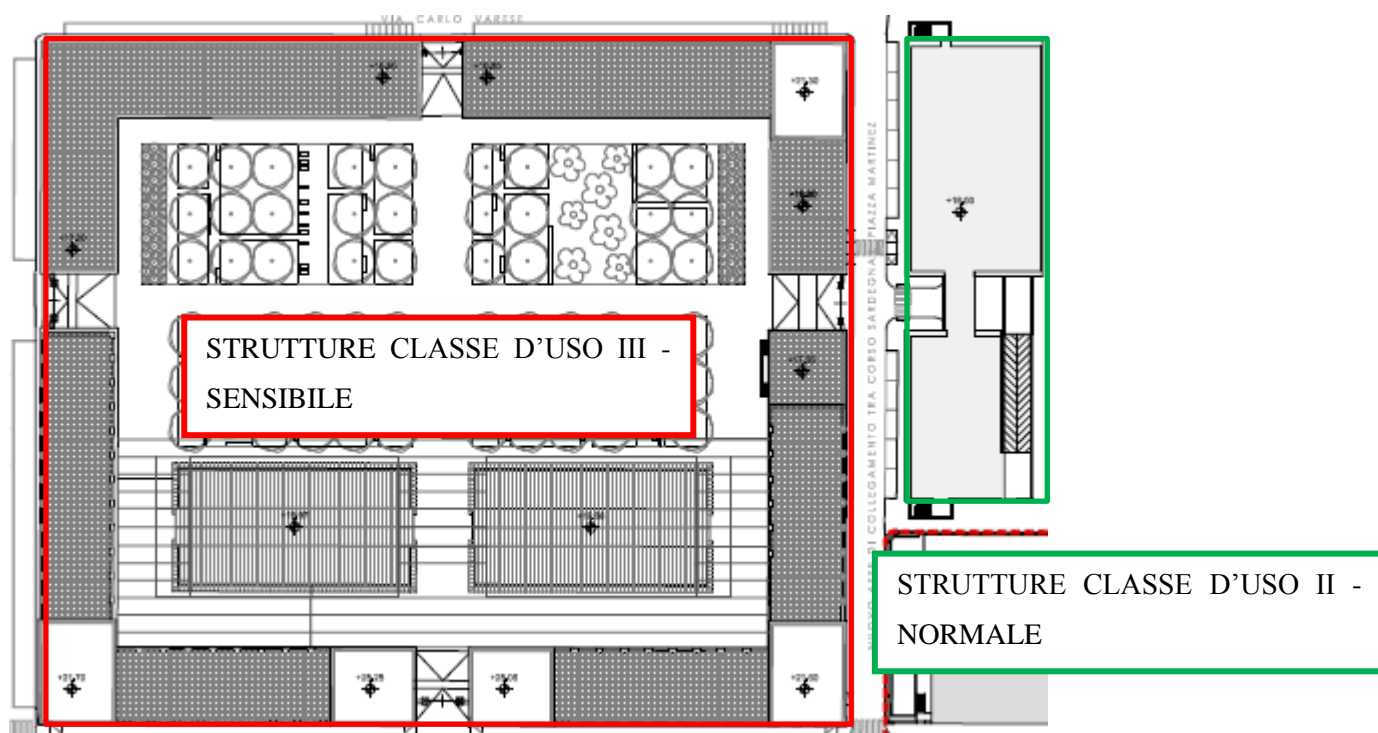


Figura 9: Individuazione classe d'uso

7.4 Iter burocratico

Per quanto riguarda il mero iter burocratico da seguire entrano in gioco due fattori:

- 1- La zona sismica
- 2- La classe d'uso.

Secondo la recente riclassificazione sismica della Regione Liguria, il comune di Genova rientra in zona 3.

La classe d'uso è stata già definita nel paragrafo precedente.

- Per gli edifici in classe d'uso III (sensibile) l'iter burocratico è il seguente:

Deposito di tipo 3 o 4 secondo le istruzioni all'utenza della città metropolitana di Genova: interventi locali in zona 3 su edificio sensibile. Col deposito si presentano relazioni e tavole relative all'intervento di miglioramento. Il progetto dovrà essere autorizzato dall'ufficio cementi armati e zone sismiche della città metropolitana di Genova e dovrà quindi seguire l'iter per le autorizzazioni (Indizione di una conferenza dei servizi).

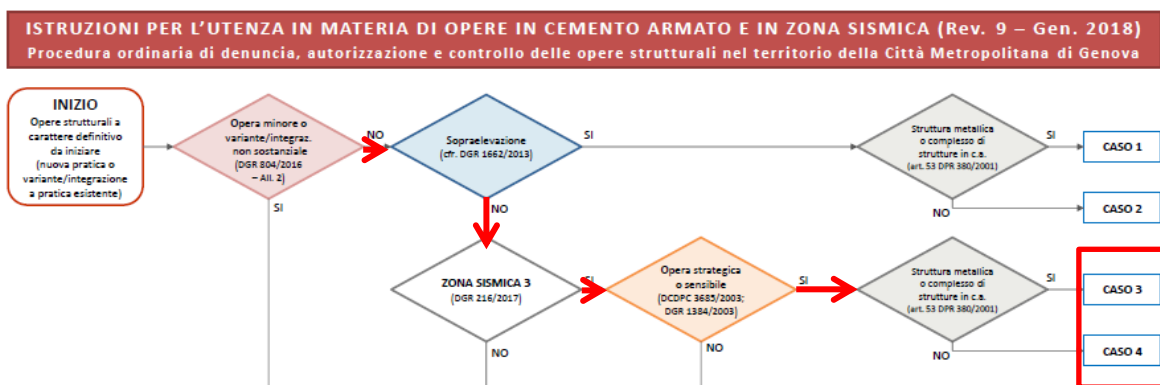


Figura 10: Iter burocratico edifici classe III

- Gli edifici classificati con classe d'uso II non necessitano di alcuna autorizzazione, ma di una semplice denuncia secondo l'art. 93 del DPR 380/2001 (casi 5 e 6 grafico seguente).

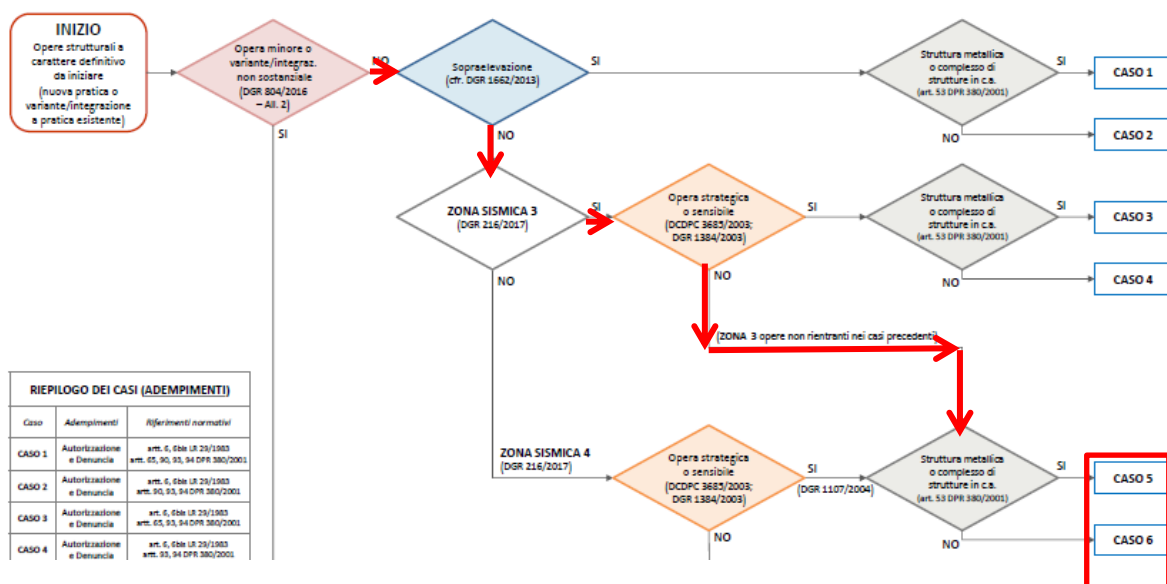


Figura 11: Iter burocratico edifici classe II

In entrambi i casi la valutazione della sicurezza dovrà essere depositata presso la Protezione Civile regionale per il suo database.

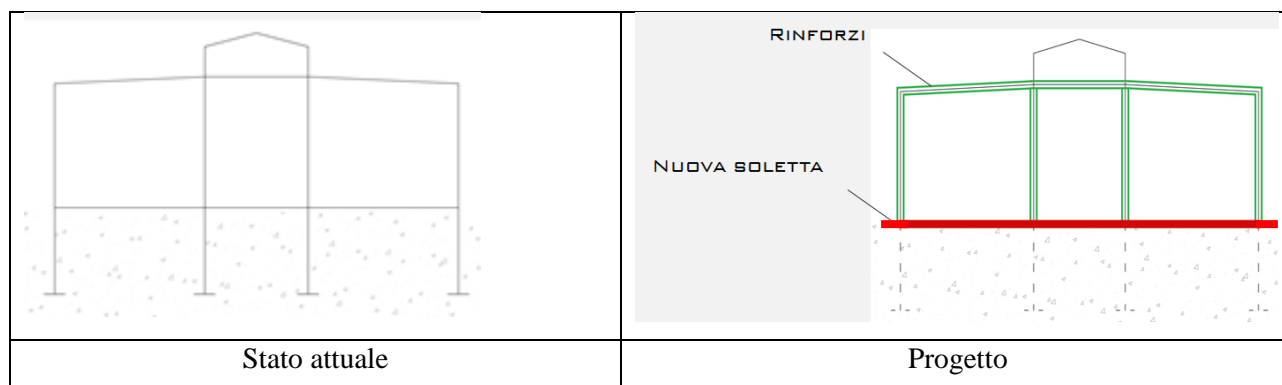
8 Descrizione degli interventi

Nell'ambito del progetto di fattibilità e sulla scorta delle attuali conoscenze si può affermare che sarebbe possibile ottenere il miglioramento tramite operando localmente per il ripristino delle sezioni ammalorate, la sostituzione/ripristino dei solai sfondellati e con la messa in opera di una pavimentazione semi-industriale di c.a..

I rinforzi dovranno essere efficaci e allo stesso tempo realizzati nel rispetto dell'identità statica, architettonica e storica del manufatto. I ringrossi e gli inspessoramenti delle sezioni non vanno sempre d'accordo con il miglioramento del comportamento sismico, poiché aumentano l'inerzia delle masse in gioco, a cui la forza del sisma è direttamente proporzionale. È meglio valutare l'impiego di tecnologie che non alterino le masse sismiche e che siano in grado di garantire un aumento della resistenza e della duttilità dell'elemento oggetto d'intervento. Le tecnologie oggi in uso sono frutto delle ricerche nell'ambito dei materiali. Si citano ad esempio le resine, cioè composti che permettono dei rinforzi a basso spessore, in grado di adattarsi alla resistenza, alla rigidità e al materiale dei supporti. Si hanno poi i tessuti in fibra di acciaio, di vetro, di carbonio o di basalto, da abbinare alle resine così da adattare il rinforzo ad ogni singola e specifica situazione.

Gli interventi descritti di seguito hanno lo scopo di ripristinare il danno con un'operazione poco invasiva e migliorativa del precedente stato. Interventi più invasivi sarebbero richiesti per l'adeguamento sismico, perché le strutture non erano progettate per tollerare i carichi sismici. In ogni caso eventuali sistemi di controventatura per un miglioramento più marcato potranno essere integrati nei tamponamenti. L'intervento più adatto sarà comunque deciso dopo indagini più approfondite, sia in termini di prove sui materiali esistenti che di calcoli. Quanto descritto in seguito è valido per gli edifici "storici". Le due palazzine recenti sono infatti escluse dalla presente trattazione (vd. §12). Inoltre si precisa che i prossimi capitoli rappresentano una stesura preliminare che andrà meglio specificata – sia nelle modalità che, soprattutto, nelle quantità – dopo aver rilevato e studiato approfonditamente lo stato del degrado e dei dissesti.

Nello schema seguente si riassume il concetto degli interventi su una sezione tipo di un edificio vincolato centrale (estendibile agli altri edifici degli anni '20-'30):



8.1 Pavimentazione rigida

L'inserimento di una pavimentazione rigida prende in questo progetto particolare rilevanza, a causa dell'approfondimento dei pilastri sotto la quota del piano di campagna. Tale approfondimento ha motivi

sicuramente geologici ed è evidente che è stata una scelta indovinata, poiché, ad una prima vista, non si riscontrano segni di cedimenti fondazionali differenziali.

D'altro canto l'approfondimento porta ad un allungamento dei pilastri e un aumento della snellezza, attenuata solo in parte dal riscontro del terreno di riempimento.

Le "linee di indirizzo per interventi locali e globali su edifici industriali monopiano non progettati con criteri antisismici" della Protezione Civile indicano, tra gli interventi migliorativi:

Collegamento plinto con pavimentazione industriale – aumento rigidezza

Poiché negli edifici industriali vi è sempre la presenza di un pavimento industriale di spessore minimo pari a 15÷20 cm e generalmente manca un sistema di collegamento tra i plinti di fondazione, il pavimento può essere utilmente collegato ai plinti al fine di realizzare un diaframma continuo che collega tutti i plinti, limitando quindi eventuali spostamenti differenziali alla base dei pilastri. Inoltre, il collegamento efficace tra pilastri e pavimento industriale consente di utilizzare quest'ultimo come parte del sistema di fondazioni, andando a realizzare un più efficace vincolo alla base dei pilastri. Infatti, il rinforzo dei plinti non è perseguibile, a meno di demolizioni significative di quota parte del massetto industriale, o a meno di altre operazioni, comunque di costosa e non rapida esecuzione.

Nel caso del Mercato si ha già un collegamento tra i plinti (travi rovesce), ma manca la pavimentazione. Se quindi si mette in atto il getto di una soletta continua collegata ai pilastri esistenti si ottiene un aumento della rigidezza, si possono limitare gli spostamenti alla base dei pilastri e si riduce la lunghezza libera dei pilastri.

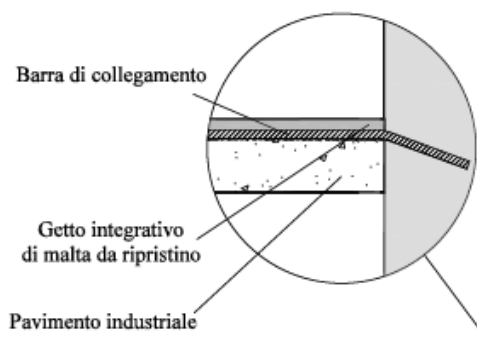


Figura 12: Esempio collegamento pilastri-nuova soletta

Questo è l'intervento chiave che permetterebbe, previo calcolo, di raggiungere una buona quota di miglioramento senza l'invasività di setti o controventi in elevazione.

8.2 Interventi sui solai

Nel caso in cui si presentassero anche casi di travetti interessati da fenomeni di distacco del copriferro e ferri di armatura affioranti si interverrà come illustrato nel paragrafo precedente (§ 3.1)



Foto 21: Solaio sfondellato

Rimossi gli eventuali strati di intonaco ammalorati o decoesi e le eventuali porzioni di laterizio danneggiate o in procinto di imminente rottura si procederà alla ricostruzione del profilo intradossale del solaio tramite riempimento delle pignatte danneggiate con pannelli in EPS di opportuno spessore idoneamente incollati ai laterizi sani avendo cura di pulire il substrato, garantendo una superficie asciutta, consistente e priva di parti friabili.

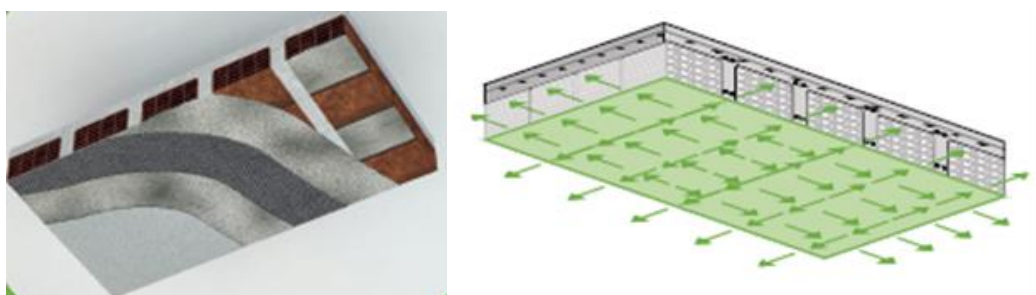


Figura 13: Esempio di ripristino solaio

Applicare una prima mano di GEOCALCE, garantendo sul supporto una quantità di materiale sufficiente (spessore medio 4-6 mm) per inglobare ed adagiare la rete di rinforzo.

Applicare sulla matrice ancora fresca la rete in fibra di basalto e acciaio inox tipo GEOSTEEL GRID avendo cura che la malta fuoriesca dalle maglie della rete per garantire così un'ottima adesione fra primo e secondo strato di matrice. Nei punti di giunzione longitudinale si procederà a sovrapporre due strati di rete per almeno 30 cm.

Il ciclo di intervento si concluderà con la rasatura finale protettiva (spessore medio 3-4 mm) sempre realizzata con geocalce.

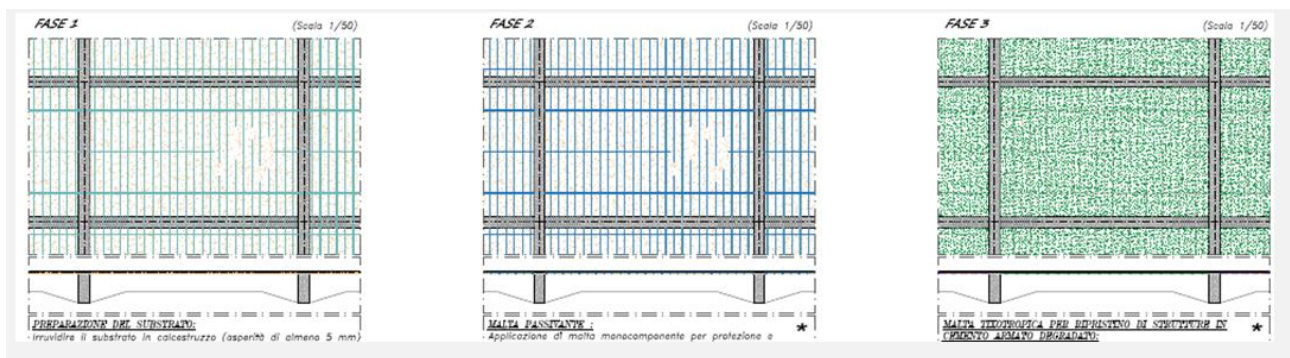


Figura 14: Esempio fasiistica ripristino solai

8.3 Interventi di ripristino del copriferro

Irruvidito il substrato in calcestruzzo (asperità di almeno 5 mm) mediante scarifica meccanica o idrodemolizione, fino al raggiungimento dello strato di calcestruzzo con caratteristiche di buona solidità e omogeneità, e rimossa accuratamente la ruggine dai ferri d'armatura, che dovranno essere puliti mediante spazzolatura (manuale o meccanica) o sabbiatura, si procederà alla pulizia del substrato, eliminando qualsiasi residuo di polvere, grasso, olii e altre sostanze contaminanti con aria compressa o idropulitrice, e alla bagnatura a rifiuto fino ad ottenere un substrato saturo, ma privo di acqua liquida in superficie.



Foto 22: Esempio ripristino copriferro

Per riporti a spessore su superfici estese si richiede l'applicazione di una opportuna armatura metallica di contrasto ancorata al supporto mediante idonea tassellatura. Una volta pulito il ferro al vivo nel caso in cui si presentassero delle mancanze di armatura, questa dovrà essere ripristinata introducendo del nuovo ferro.

Se necessario andrà prevista un'adeguata armatura integrativa ancorata al supporto esistente. Le armature dovranno essere distanziate dal supporto e si dovrà garantire un copriferro adeguato in funzione della classe di esposizione dell'elemento strutturale.

La protezione dei ferri, il ripristino volumetrico del calcestruzzo mancante e l'eventuale rasatura saranno realizzate mediante una geomaltà tixotropica tipo GEOLITE.

Provveduto alla pulizia del substrato, la ricostruzione potrà avvenire manualmente (a cazzuola) o mediante idonea macchina spruzzatrice, su fondo saturo ma privo di acqua liquida in superficie, nel rispetto delle corrette

tecniche applicative. L'applicazione deve garantire il riempimento di tutte le cavità e l'inglobamento dei ferri d'armatura nella malta da ripristino.

Terminata l'applicazione si procederà alla staggiatura e alla rifinitura con frattazzo di spugna, curando la stagionatura umida delle superfici per almeno 24 ore.

8.4 Interventi su travi fessurate. Rinforzo mediante placcaggio con tessuti in fibre di acciaio

Le superfici da ripristinare dovranno essere preparate asportando completamente il calcestruzzo ammalorato mediante scalpellatura a mano o meccanica o con altri mezzi idonei, quali l'idroscarifica, al fine di ottenere un supporto solido, esente da parti in distacco e sufficientemente ruvido. Qualora la rimozione del calcestruzzo ammalorato fosse eseguita mediante scalpellatura a mano o meccanica sarà necessario eseguire la spazzolatura dei ferri d'armatura affioranti oppure procedere all'idrosabbatura, al fine di rimuovere la ruggine presente e portare la superficie a metallo bianco. L'eventuale ricostruzione monolitica o rasatura della sezione sarà effettuata mediante una geomalta tixotropica tipo GEOLITE.

Prima dell'applicazione del sistema di rinforzo bisognerà provvedere sempre alla stondatura degli spigoli con raggio di curvatura minimo di 20 mm.

La realizzazione del sistema di rinforzo strutturale in fibra di acciaio Steel Reinforced Mortar (abbinamento di fibra di acciaio e malta minerale tixotropica a base di Geolegante) andrà eseguita avendo cura di realizzare dei placcaggi conformati in modo da soddisfare le esigenze geometriche e prestazionali del manufatto oggetto di intervento, avvolgendo in maniera adeguata le superfici dei nodi, previa eventuale regolarizzazione del supporto mediante una geomalta tixotropica tipo GEOLITE, con l'applicazione, ad avvenuta maturazione dei trattamenti preventivi descritti, di una prima mano dell'adesivo minerale epossidico tipo GEOLITE GEL, garantendo sul supporto una quantità di materiale sufficiente (spessore medio 2-3 mm) per adagiare e inglobare il tessuto di rinforzo.



Figura 15: Esempio interventi su trave

Successivamente si procederà applicando, sulla matrice ancora fresca, il tessuto in fibra d'acciaio galvanizzato tipo GEOSTEEL HARDWARE (presagomato in funzione della geometria dell'elemento strutturale mediante impiego di piegatrice), garantendo il perfetto inglobamento del nastro nello strato di matrice, esercitando una pressione energica con spatola o rullo in acciaio e avendo cura che la stessa fuoriesca dai trefoli, garantendo

così un'ottima adesione fra primo e secondo strato di matrice. L'applicazione si concluderà con la rasatura finale protettiva, impiegando un quantitativo di adesivo necessario (spessore medio 1-2 mm) per il totale ricoprimento del tessuto in acciaio, agendo fresco su fresco. In caso di strati successivi al primo, si procederà con la posa del secondo strato di fibra sullo strato di matrice ancora fresca. Nel caso in cui il sistema installato debba essere intonacato o mascherato mediante rasatura, si procederà, a resina ancora fresca, con uno spruzzo di quarzo minerale per facilitare l'aggrappo degli strati successivi.

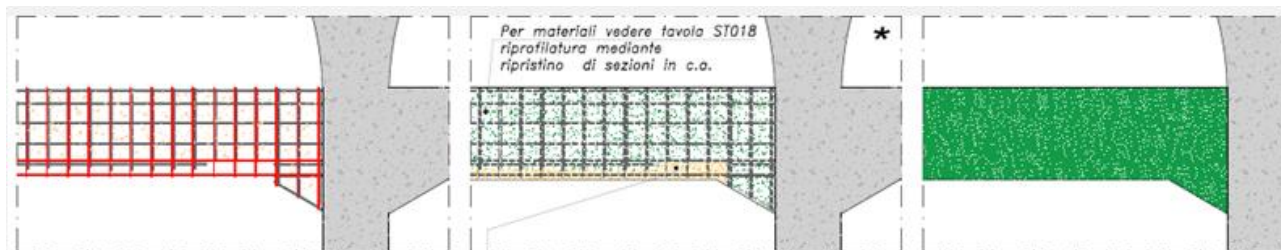


Figura 16: Esempi fasistica interventi trave

8.5 Interventi sui pilastri

Alcuni pilastri andranno rinforzati mediante placcaggio di confinamento con tessuti in fibra di acciaio galvanizzato UHTSS con geomalta minerale strutturale tixotropica certificata EN 1504.

Sui pilastri interessati da fenomeni di distacco del copriferro e affioramento dei ferri di armatura si interverrà preventivamente al rinforzo per ripristinare la sezione.

Fase 1 preparazione del supporto.

In caso di supporti non degradati si procederà con il semplice irruvidimento della superficie garantendo asperità di almeno 5 mm, la pulizia e rimozione di polveri e olii che possano compromettere l'adesione del sistema, mediante aria compressa o idropulitrice.

In caso di supporto evidentemente ammalorato si procederà con il ripristino delle sezioni in c.a. e trattamento delle armature come precedentemente illustrato (vedi § 8.3)

Fase 2 applicazione del sistema di rinforzo.

La realizzazione del sistema di rinforzo strutturale in fibra di acciaio Steel Reinforced Mortar (abbinamento di fibra di acciaio e malta minerale strutturale tixotropica) andrà eseguita avendo cura di realizzare dei placcaggi ad anello intorno alla sezione del pilastro oggetto dell'intervento con l'applicazione di una prima mano di malta minerale tipo GEOLITE, garantendo sul supporto una quantità di materiale sufficiente (spessore minimo 3-5 mm) per regolarizzarlo e per adagiare e inglobare il tessuto di rinforzo. Successivamente si procederà applicando, sulla matrice ancora fresca, il tessuto in fibra d'acciaio galvanizzato tipo GEOSTEEL HARDWARE (presagomato in funzione della geometria dell'elemento strutturale), garantendo il perfetto inglobamento del nastro nello strato di matrice, esercitando una energica pressione con la spatola e avendo cura che la stessa malta fuoriesca dai trefoli per garantire così un'ottima adesione fra primo e secondo strato di matrice. Nei punti di giunzione longitudinale, si procederà a sovrapporre due strati di tessuto in fibra di acciaio per almeno 30 cm (o per il lato corto del pilastro). L'applicazione si concluderà con la rasatura finale

protettiva (spessore 2 - 3 mm), sempre realizzata con GEOLITE, al fine di inglobare totalmente il rinforzo e chiudere eventuali vuoti sottostanti. In caso di strati successivi al primo, procedere con la posa del secondo strato di fibra sullo strato di matrice ancora fresca.

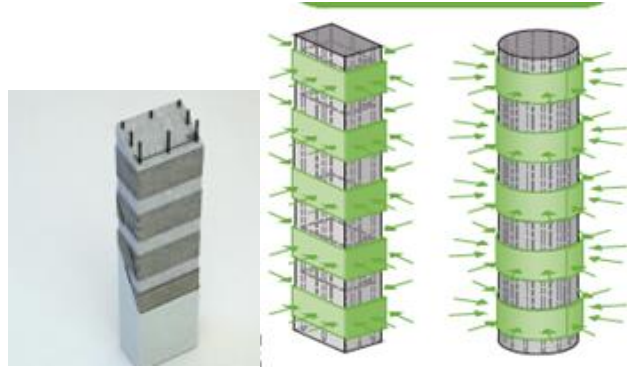


Figura 17: Esempi interventi su pilastri

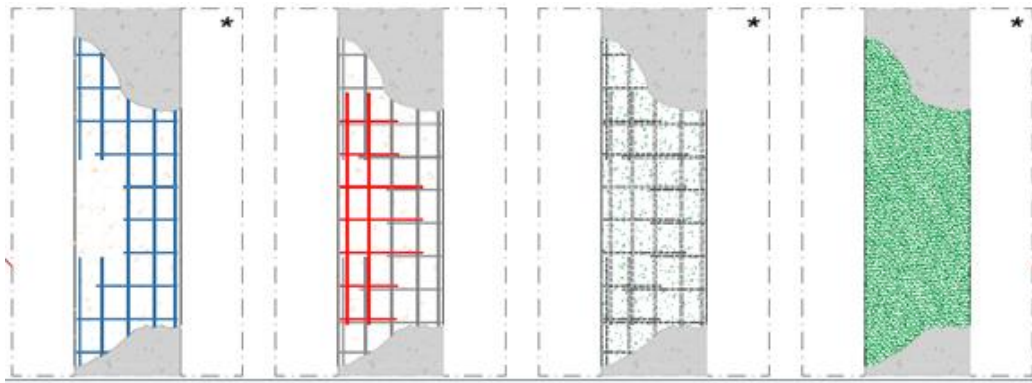


Figura 18: Esempio fasistica interventi pilastri

I rinforzi permettono di allargare il dominio di rottura:

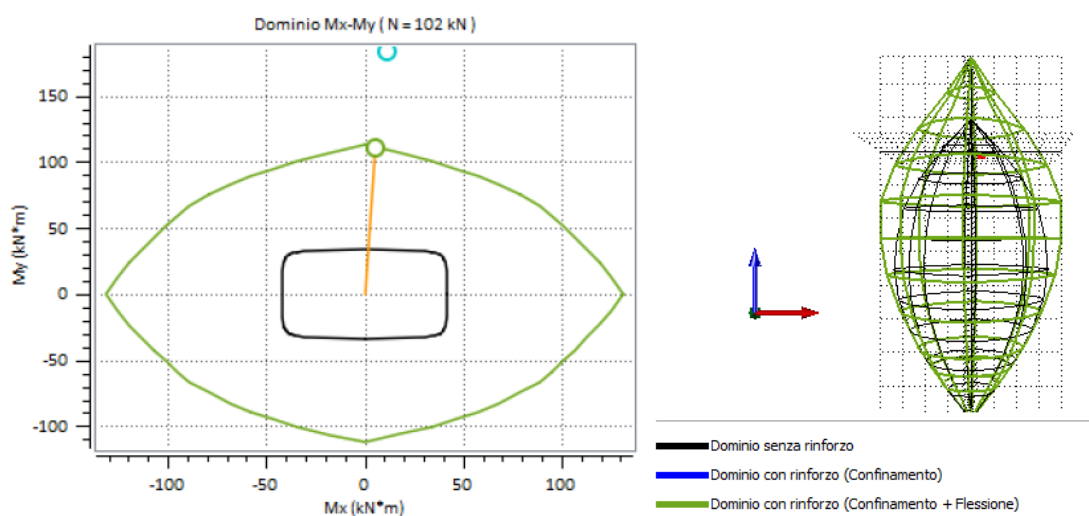


Figura 19: Domini di rottura pre e post rinforzo

9 Ulteriori indagini sulle strutture e sui materiali

Come già accennato nel capitolo 4 prima di intervenire sarà necessario fare un'ulteriore campagna indagini per valutare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e dei ferri. Le indagini comprenderanno prelievo di carote e di pezzi di armatura, in un numero congruo all'estensione degli edifici. I risultati serviranno per valutare ulteriori/differenti interventi rispetto a quelli suddetti e per avere un buon livello di conoscenza ai fini delle verifiche.

In aggiunta ai già citati provini di calcestruzzo e armatura, bisognerebbe preventivare delle prove di carico sui solai esistenti, in modo da studiare il comportamento e le portate dei solai.

Il protocollo prove andrà redatto nelle successive fasi di progettazione.

Sarà inoltre fondamentale un rilievo del degrado esteso a tutte le strutture da mantenere.

10 Modello di calcolo edificio centrale

Per avere una prima idea del tasso di lavoro del cemento armato e poter quantomeno indirizzare gli interventi è stato eseguito un modello di calcolo su cui si è svolta un'analisi statica e una sismica, applicando i carichi e il sisma di progetto.

10.1 Analisi dei carichi

- Peso proprio solaio pignatte (ip h 16+4): 2.3 kN/mq
- Peso proprio solaio eternit: 0.2 kN/mq
- Carichi permanenti portati (impermeabilizzazione e tegole) 1.5 kN/mq
- Carichi variabili, neve 0.8 kN/mq
- Carichi variabili, copertura accessibile per la sola manutenzione 0.5 kN/mq

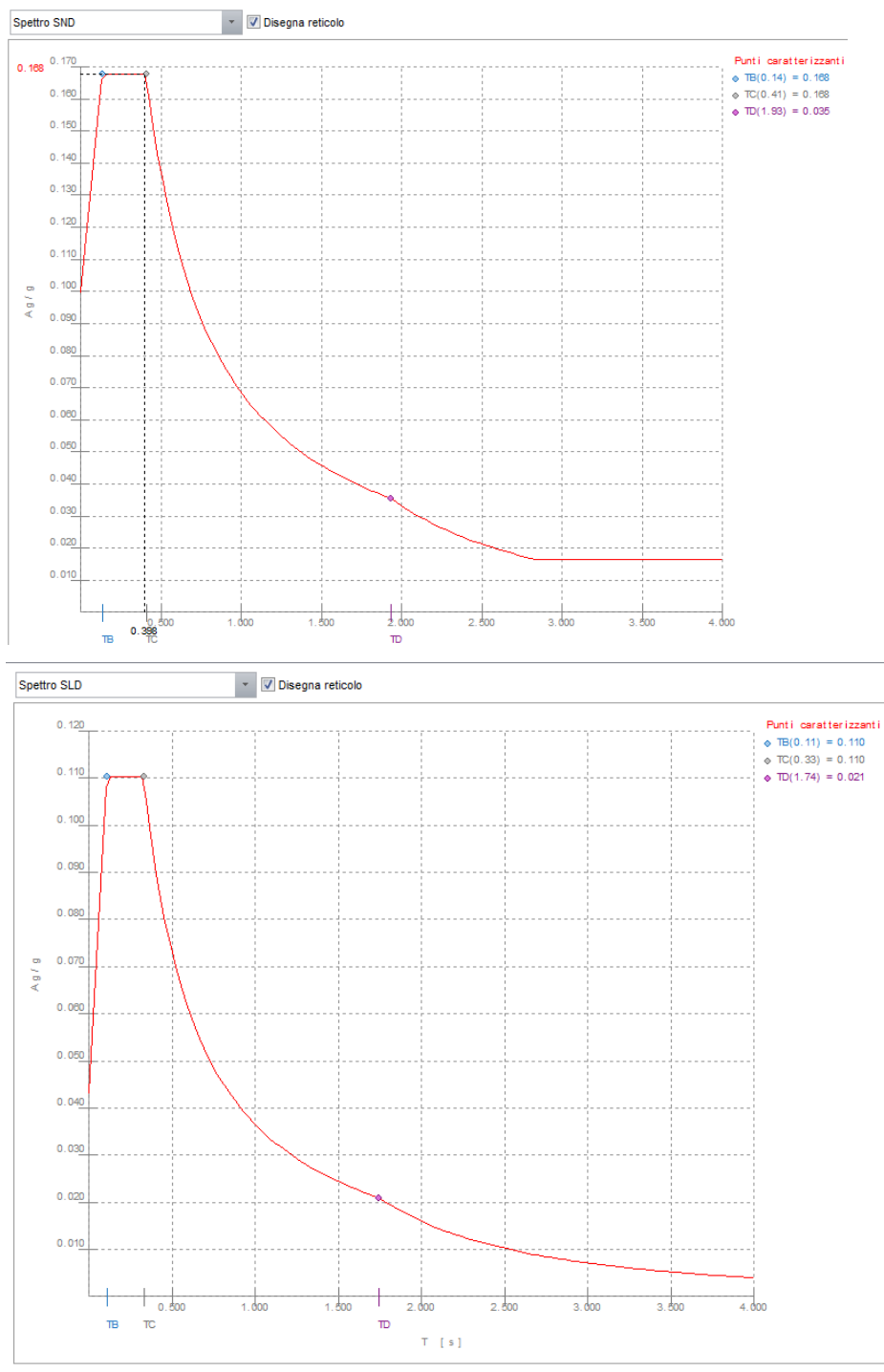
I carichi sono combinati agli stati limite ultimi e di esercizio:

CC	Commento	TCC	An.	Bk	1	2	3	4	Mt	±S X	±S Y
1	Amb. 1 (SLU S) S M	SND	L		1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30
2	Amb. 1 (SLE) S Mt+	SLD	L		1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30
3	Amb. 1 (SLU S) S M	SND	L		1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	-0.30
4	Amb. 1 (SLE) S Mt+	SLD	L		1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	-0.30
5	Amb. 1 (SLU S) S M	SND	L		1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.30	1.00
6	Amb. 1 (SLE) S Mt+	SLD	L		1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.30	1.00
7	Amb. 1 (SLU S) S M	SND	L		1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	-0.30	1.00
8	Amb. 1 (SLE) S Mt-	SLD	L		1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	-0.30	1.00
9	Amb. 1 (SLU S) S -	SND	L		1.00	1.00	0.00	0.00	-1.00	1.00	0.30
10	Amb. 1 (SLE) S -Mt	SLD	L		1.00	1.00	0.00	0.00	-1.00	1.00	0.30
11	Amb. 1 (SLU S) S -	SND	L		1.00	1.00	0.00	0.00	-1.00	1.00	-0.30
12	Amb. 1 (SLE) S -Mt	SLD	L		1.00	1.00	0.00	0.00	-1.00	1.00	-0.30
13	Amb. 1 (SLU S) S -	SND	L		1.00	1.00	0.00	0.00	-1.00	0.30	1.00
14	Amb. 1 (SLE) S -Mt	SLD	L		1.00	1.00	0.00	0.00	-1.00	0.30	1.00
15	Amb. 1 (SLU S) S -	SND	L		1.00	1.00	0.00	0.00	-1.00	-0.30	1.00
16	Amb. 1 (SLE) S -Mt	SLD	L		1.00	1.00	0.00	0.00	-1.00	-0.30	1.00
17	Amb. 2 (SLU)	SLU	L		1.30	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
18	Amb. 2 (SLE R)	SLE R	L		1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
19	Amb. 2 (SLE F)	SLE F	L		1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00
20	Amb. 2 (SLE Q)	SLE Q	L		1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

10.2 Azione sismica

A partire dai dati sulla geologia forniti dalla dott.ssa Barboro si hanno i seguenti spettri, relativi ad una classe d'uso III e alle accelerazioni del sito:

Tipo di opera		Opera ordinaria		Vita nominale V_N		50	
Classe d'uso		Classe III					
<input type="checkbox"/> SLO-Pvr		Ag		FO		TC*	
<input checked="" type="checkbox"/> SLD-Pvr	63	Ag	0.360447	FO	2.5483	TC*	0.223045
<input checked="" type="checkbox"/> SLV-Pvr	10	Ag	0.830875	FO	2.52298	TC*	0.290353
<input type="checkbox"/> SLC-Pvr		Ag		FO		TC*	
<input type="checkbox"/> Struttura dissipativa						Classe B	
Quota di riferimento				<m>		0	
Altezza della struttura				<m>		9.02	
Numero piani edificio						1	



10.3 Materiali

A questo livello di progetto non sono note le caratteristiche del calcestruzzo né quelle del ferro. Da una commessa precedente su un'opera pubblica coeva a quella in oggetto situata sempre a Genova si possono ipotizzare le seguenti caratteristiche, basate su una campagna di carotaggi relativamente estesa.

La resistenza cilindrica data dai provini media era pari a 17 N/mm². Ipotizzando un livello di conoscenza 3, si assume come f_{ck} il valore medio intero. Si avrà quindi:

$$f_{ck} = 17 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 * \frac{17}{1.5} = 9.6 \text{ N/mm}^2$$

Per l'acciaio si ha che la resistenza media a snervamento dei provini era pari a 278 N/mm². Ipotizzando un livello di conoscenza 3, si assume come f_{yk} il valore medio intero. Si avrà quindi:

$$f_{yk}=278 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd}=278/1.15=241 \text{ N/mm}^2$$

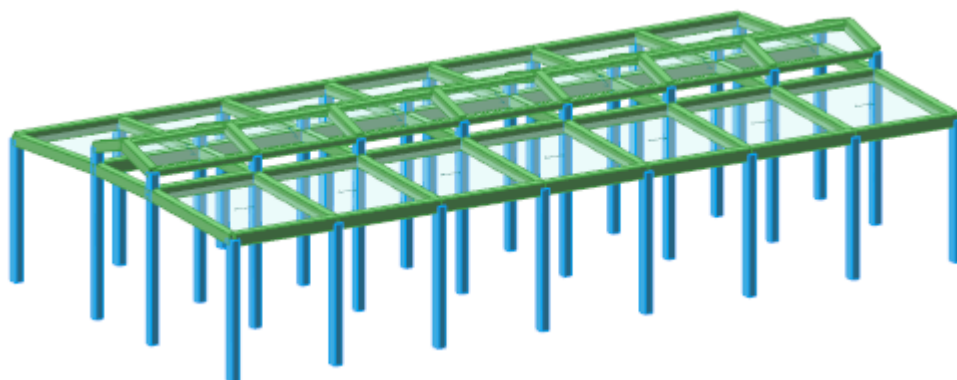
$$f_{tk}=386 \text{ N/mm}^2.$$

10.4 Schema statico

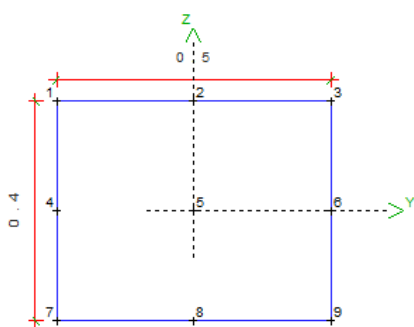
I telai sono incastrati al piede e in sommità.

10.5 Risultati

È stato modellato il capannone centrale con tutti gli elementi in c.a. La struttura metallica che sorregge la lastra di eternit è stata ritenuta superflua. Le dimensioni dei pilastri sono state verificate in situ. Le dimensioni delle travi sono state assunte dalle tavole architettoniche.



Pilastri esterni 40x50:



Asta (N1 N2)	CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>
	17	SLU		-131.701	-23.426	-88.035	3.503	11.133
			0.00	-252.648	-27.545	62.422	-0.176	0.401
			6.61	-209.681	-27.545	-119.659	-0.176	-0.765

Asta (N1 N2)	CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>
			6.61	-128.410	-2.589	-34.376	-26.480	-72.024
				-39.087	12.973	51.379	20.052	60.526
				-95.358	-2.589	10.650	-26.480	-82.984

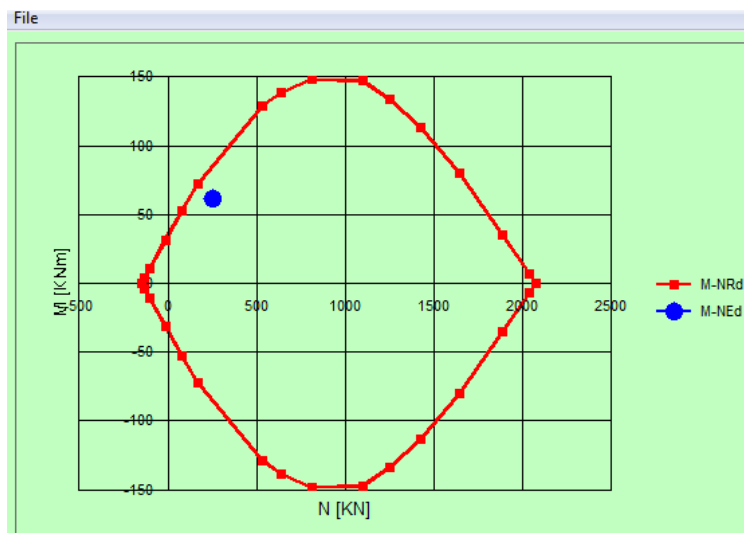
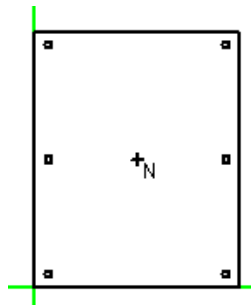
Asta (N1 N2)	CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>
	5	SND	0.00	-130.603	-13.975	-63.316	-10.339	-33.533
				-145.246	6.916	152.664	5.296	35.332
				-182.901	-44.926	-54.382	-10.494	-18.092

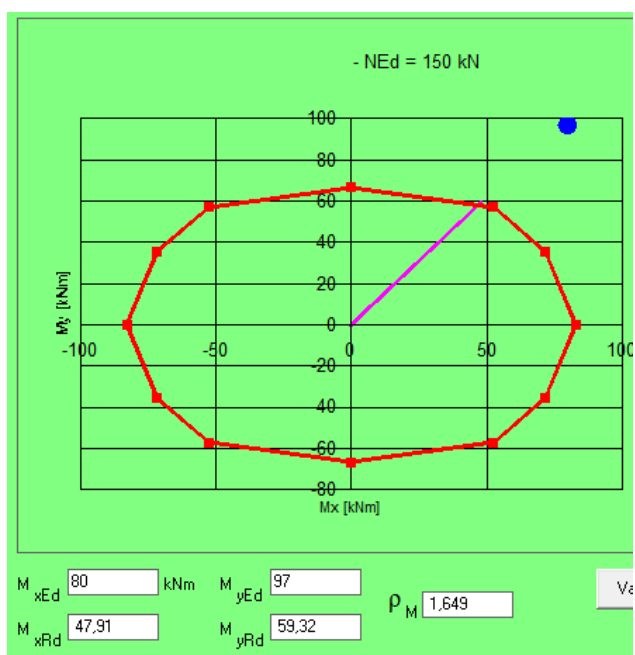
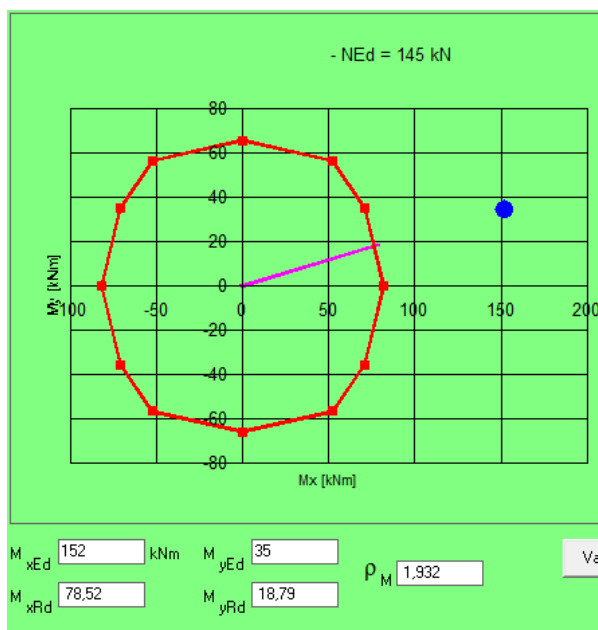
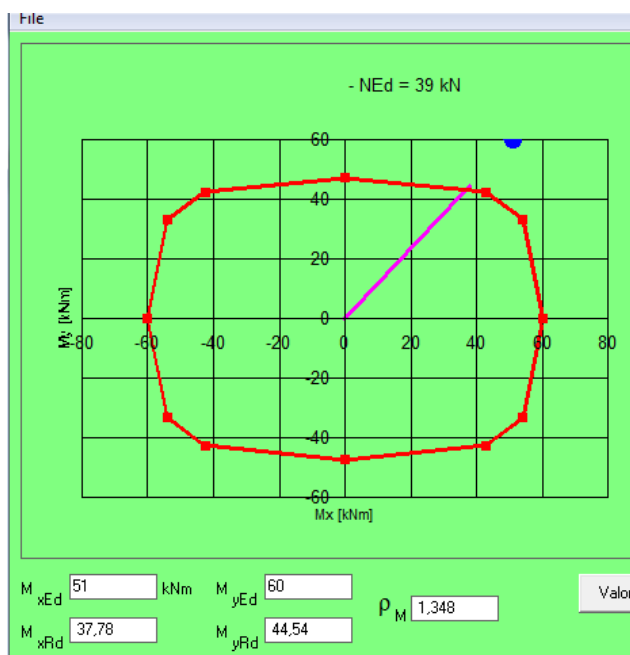
Asta (N1 N2)	CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>
31 (31 52)	1	SND	0.00	-150.142	-11.222	80.229	23.668	97.494
				-178.005	-26.788	18.053	-28.866	-80.254

Asta (N1 N2)	CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>
	13	SND	0.00	-145.104	44.911	54.446	5.294	35.318
				-182.817	-6.960	-152.666	-10.489	-18.085

Asta (N1 N2)	CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>
31 (31 52)	1	SND	0.00	-150.142	-11.222	80.229	23.668	97.494
				-178.005	-26.788	18.053	-28.866	-80.254

Si ipotizza un'armatura longitudinale scarsa, composta da 4 ferri agli angoli e un ferro aggiuntivo su ciascun lato lungo, con diametro 14 [mm].





La combinazione statica (SLU) risulterebbe verificata, mentre le altre sismiche a cui corrispondono i momenti flettenti maggiori non lo sarebbero.

Per le verifiche a taglio si ipotizza una staffa ogni 20 [cm], diametro 8 [mm].

VERIFICA A TAGLIO

Elementi dotati di armatura a taglio

bw	400	mm
fck	17	N/mm ²
γ_c	1,5	
h	500	mm
d	470	mm
nb	2	braccia

area staffa singola	50	mmq
Asw	100	mmq
s	200	mm
γ_s	1,15	
f _{yk}	278	N/mm ²
f _{yd}	241,7	N/mm ²
alfa	1,57	rad
cotg(θ)	2,50	
cotg(α)	0	
V _{rsd}	127,8196	kN
f _{cd'}	4,82	N/mm ²
V _{rcd}	281,03	kN

V_{rd} 128 kN

Il taglio resistente parallelo al lato lungo è di 128 kN, largamente maggiore del massimo taglio sollecitante.

VERIFICA A TAGLIO

Elementi dotati di armatura a taglio

bw	500	mm
f _{ck}	17	N/mm ²
γ_c	1,5	
h	400	mm
d	370	mm
nb	2	braccia
area staffa singola	50	mmq
Asw	100	mmq
s	200	mm
γ_s	1,15	
f _{yk}	278	N/mm ²
f _{yd}	241,7	N/mm ²
alfa	1,57	rad
cotg(θ)	2,50	
cotg(α)	0	
V _{rsd}	100,6239	kN
f _{cd'}	4,82	N/mm ²
V _{rcd}	276,54	kN

V_{rd} 101 kN

Nella direzione corta si ha un V_{rd} pari a 101 kN, di nuovo maggiore del massimo taglio sollecitante.

I pilastri centrali hanno sezione ottagonale che nel modello è stata semplificata con un quadrato 40x40 [cm].

Asta (N1 N2)	CC	TCC	X <m>	N <kN>	T _y <kN>	M _z <kNm>	T _z <kN>	M _y <kNm>
				-230.851	-1.907	-2.454	2.153	7.478
	17	SLU	0.00	-417.350	6.437	-15.464	0.232	-0.558

Asta (N1 N2)	CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>
	5	SND	0.25	-31.985	15.171	-25.428	-27.463	-10.895
				-31.895	15.284	-29.803	-18.730	9.289
			0.89	-36.563	15.155	-40.283	-26.528	1.266
				-29.334	15.284	-20.046	-18.730	-7.698
				-34.001	15.155	-30.550	-26.528	-10.728

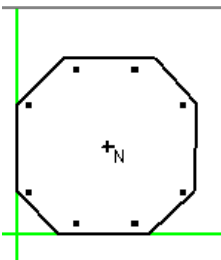
Asta (N1 N2)	CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>
	17	SLU		-52.591	28.631	-44.207	-0.927	0.383
			0.25	-102.478	48.908	-110.109	-2.000	1.291
			0.89	-99.148	48.908	-78.791	-2.000	0.011

Asta (N1 N2)	CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>
18 (18 60)	1	SND	0.00	-250.777	11.206	1.922	17.243	65.403
				-263.135	0.604	-35.865	-18.315	-61.834

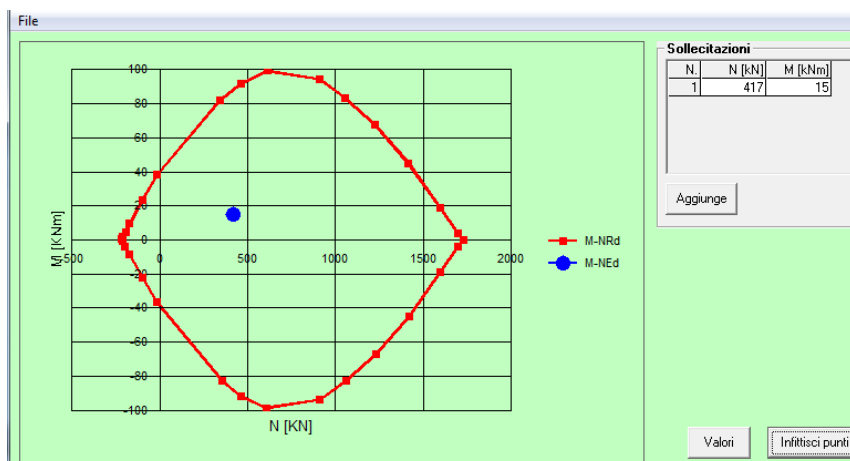
Asta (N1 N2)	CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>
	17	SLU		-52.636	-28.646	40.961	-0.937	0.309
			0.25	-102.452	-48.908	110.264	-2.003	1.282

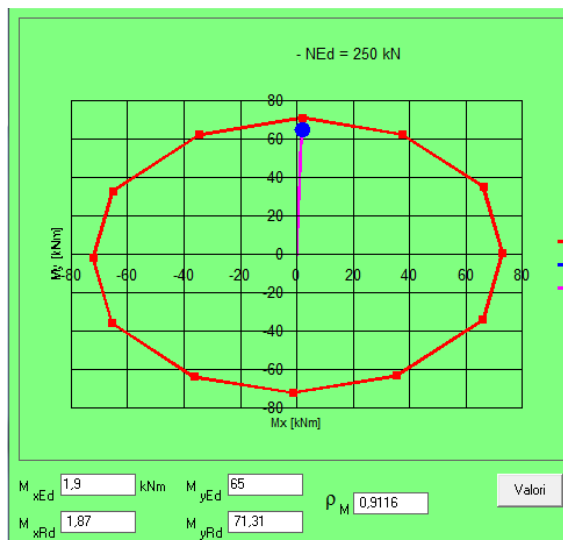
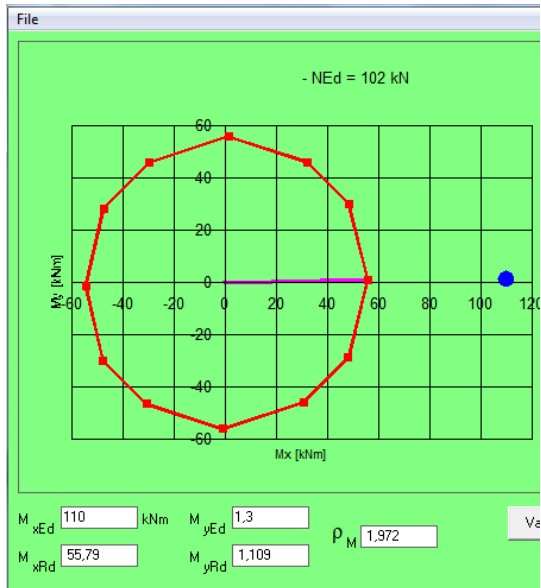
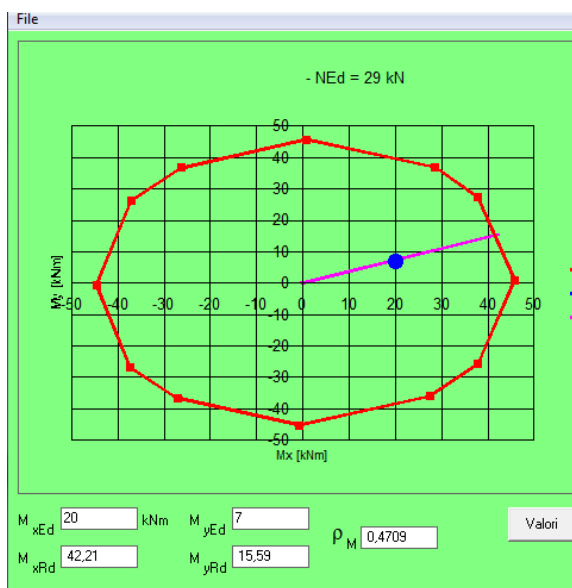
Asta (N1 N2)	CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>
	17	SLU		-32.912	-15.232	25.073	24.689	9.511
			0.25	-60.365	-26.999	63.876	40.983	-4.779
			0.88	-57.088	-26.999	46.857	40.983	21.055

L'armatura è stata ipotizzata così distribuita:



Con 8 $\Phi 12$ e staffe sempre $\Phi 8/200$ [mm]. Le verifiche sono rappresentate nei seguenti schemi.





Le verifiche avrebbero un risultato migliore rispetto ai pilastri perimetrali.

VERIFICA A TAGLIO

Elementi dotati di armatura a taglio

bw	400	mm
fck	17	N/mm ²
γ_c	1,5	
h	400	mm
d	370	mm
nb	2	braccia
area staffa singola	50	mm ²
Asw	100	mm ²
s	200	mm
γ_s	1,15	
fyk	278	N/mm ²
f _{yd}	241,7	N/mm ²
alfa	1,57	rad
cotg(θ)	2,50	

cotg(α) 0
 Vrsd 100,6239 kN

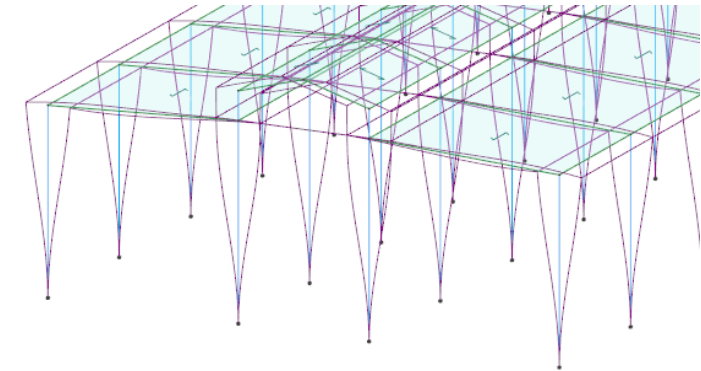
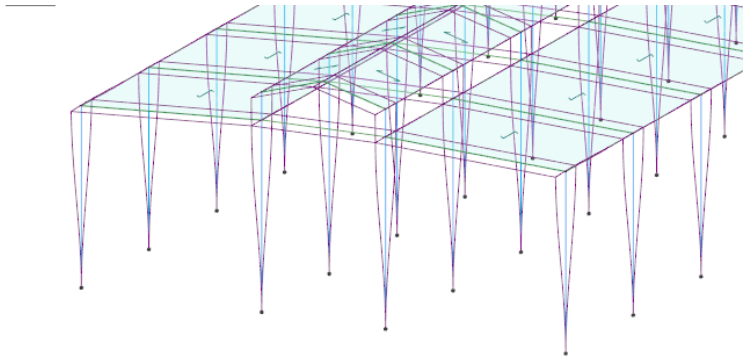
fcd' 4,82 N/mm²
 Vrcd 221,23 kN

Vrd 101 kN

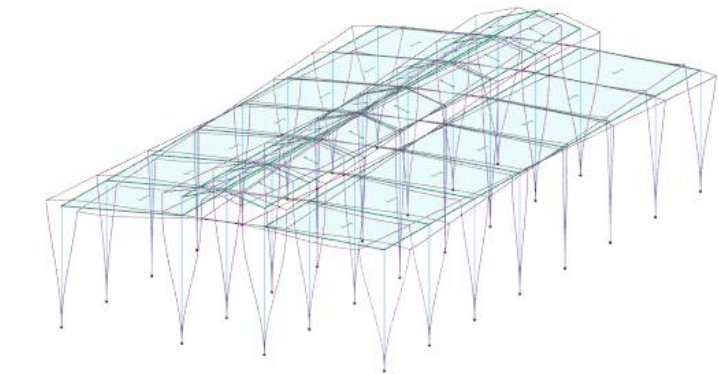
Anche al taglio il pilastro risulterebbe verificato.

I modi di vibrare sono i seguenti, compatibili con il comportamento di una struttura regolare a telaio.

	Risultato	Cons.	Per.	%Mx	%My	%Jpz
Totale:				100.0	100.0	100.0
1	Modo n. 1	✓	0.553	100.0	0.00	0.00
2	Modo n. 2	✓	0.543	0.00	100.0	0.00
3	Modo n. 3	✓	0.477	0.00	0.00	100.0



USUL UTAM



11 Modello di calcolo edificio multipiano

Per quante si disponesse di poche informazioni è stato sviluppato anche il modello dell'edificio multipiano adiacente l'ingresso, estraendolo dal contesto. Si è ipotizzata una struttura completamente in c.a., anche se non è escluso che ci siano delle murature portanti.

La pianta dei pilastri è molto regolare, ma lo scalone posto nell'angolo porta una forte asimmetria alla pianta dei solai.

Si sono ipotizzati pilastri quadrati con lato 40 [cm], travi ricalate di altezza totale 60 [cm] e solai in pignatte, come quelle già descritte nel capitolo precedente.

11.1 Analisi dei carichi

Per i solai intermedi:

- Peso proprio: 2.3 kN/mq
- Carico permanente portanti: 2.5 kN/mq
- Variabili uffici aperti al pubblico: 3 kN/mq

Per la copertura:

- Peso proprio: 2.3 kN/mq
- Carico permanente portato: 2 kN/mq
- Neve: 0.8 kN/mq
- Manutenzione: 0.5 kN/mq

Per le scale:

- Peso proprio: 2.3 kN/mq
- Carico permanente portato: 2 kN/mq
- Variabile: 4 kN/mq

11.2 Materiali

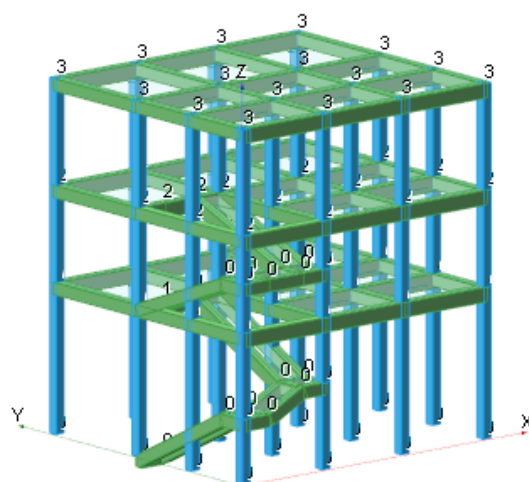
I materiali sono gli stessi descritti nel §5.2.

11.3 Schema statico

I telai sono incastrati al piede e in sommità.

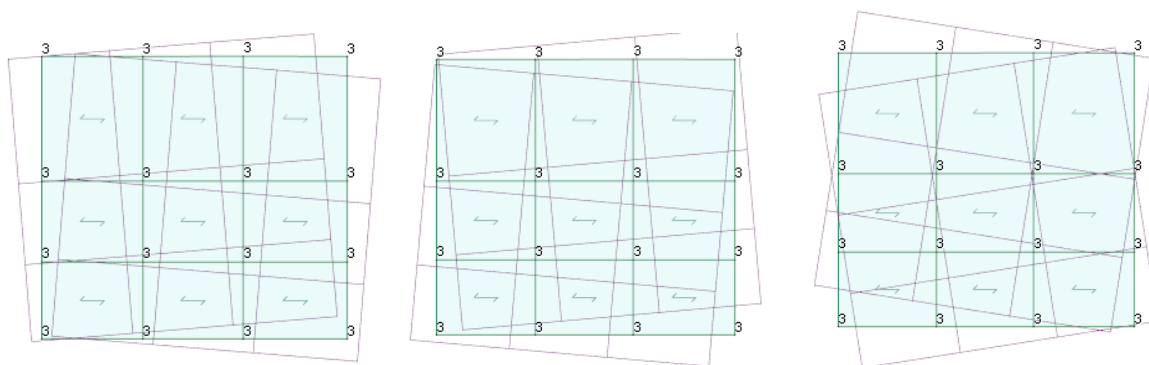
11.4 Risultati

Per questo edificio si riportano solo i risultati dell'analisi modale, essendo prematura una verifica sugli elementi fino a che non ci sarà contezza delle dimensioni, ora occultate dalla muratura.



L'analisi modale fa emergere l'irregolarità della struttura: al contrario di quella precedente la massa del primo modo di vibrazione è già distribuita nelle tre direzioni, per quanto prevalente in direzione x. Il secondo modo ha una leggera prevalenza in y, mentre il terzo è tendenzialmente torsionale.

	Risultato	Cons.	Per.	%Mx	%My	%Jpz
Totale:				97.71	96.01	97.60
1	Modo n. 1	✓	0.706	59.41	14.73	23.80
2	Modo n. 2	✓	0.589	36.64	39.12	21.59
3	Modo n. 3	✓	0.418	1.65	42.16	52.21



Agli stati limite ultimi lo sforzo normale sollecitante massimo è pari a 879 kN con momento scarso o nullo: la tensione sul calcestruzzo è di 5.5 MPa, che è un valore modesto. Eventuali combinazioni N-M sismiche più sfavorevoli potranno essere assorbite con dei rinforzi locali facilmente nascondibili alla vista.

12 Altre costruzioni

I rimanenti edifici della corte sono dei telai monopiano ripetuti n volte. Date le dimensioni dei pilastri e delle travi visibili, gli stessi dovrebbero avere una buona resa statica.

L'attuale scheletro metallico presente al di sopra del corridoio tra gli edifici andrà demolito insieme ai pilastri in c.a. che lo sorreggono. Nel progetto comunque l'idea di una copertura viene ripresa, seppur in termini meno impattanti. Il materiale principe sarà sempre il vetro, ma, compatibilmente con le luci tra gli appoggi, si cercherà di ridurre al minimo le strutture di sostegno. Nelle fasi successive sarà importante approfondire

l'interazione, sotto l'azione sismica, tra la copertura e i due edifici su cui essa poggia. Sarà importante studiare un raddoppio dei pilastri, così da consentire, dove necessario, l'indipendenza della copertura vetrata dalle altre strutture. I nuovi pilastri dovranno essere metallici e armonizzarsi con il concetto di leggerezza architettonica della pensilina.

I due edifici al di fuori della corte, più recenti e sicuramente di gran lunga meno importanti dal punto di vista estetico e storico, esulano dalla trattazione di questa relazione: per loro il progetto prevede un riutilizzo diverso dall'originale e sarebbe prematuro sbilanciarsi con delle considerazioni circa le strutture portanti, che risulterebbero troppo azzardate. Si può solo affermare che in previsione di una riconversione delle palazzine ad uso parcheggio il carico sulle fondazioni aumenterebbe a tal punto da ricadere nell'adeguamento, che renderebbe necessari interventi massivi, quali il ricorso a pareti diffuse di c.a. o controventi metallici.

13 Conclusioni e sviluppi futuri

Nella relazione è stato affrontato il tema della riqualificazione dell'ex Mercato ortofrutticolo di Corso Sardegna a Genova. Il focus è stato posto sulle strutture portanti degli edifici storici, sul loro stato di degrado e sui possibili interventi nell'ambito delle Nuove norme per le costruzioni. Le considerazioni riportate in queste pagine hanno valore più qualitativo che quantitativo, perché sono un risultato di analisi preliminari e non ancora approfondite, peraltro adatte all'attuale fase di progettazione. Ciò detto, si possono trarre le seguenti conclusioni:

- 1- Gli edifici appaiono in uno stato più che buono, considerando che risalgono al 1926;
- 2- Le criticità sono date dal naturale degrado del materiale esposto all'aria e all'umidità e, comunque, si limitano ad alcuni elementi isolati;
- 3- Il modello di calcolo e le successive verifiche, per quanto limitate, hanno dato dei risultati soddisfacenti. Le strutture sono molto regolari e questo, dal punto di vista sismico, è sicuramente un vantaggio;
- 4- Si prevedono interventi di ripristino con malte e reti di fibre speciali di uso ormai comune e diffuso, compatibili e rispettosi del manufatto storico;
- 5- Gli interventi descritti sono poco invasivi. Tuttavia, se da analisi più approfondite emergesse la necessità di aumentare il livello di sicurezza e/o delle caratteristiche meccaniche dei materiali particolarmente scarse, si possono studiare interventi più diffusi ma visivamente poco impattanti;
- 6- Nelle fasi successive sarà fondamentale redigere un accurato protocollo prove, necessario prima di qualsiasi analisi di approfondimento ingegneristico-strutturale. Si necessita in particolar modo di elementi conoscitivi sugli edifici centrali e sulle fondazioni (conferma di quote e presenza di travi rovesce);
- 7- Per quanto concerne le murature perimetrali è necessario un rilievo di alcune fondazioni, per capire la loro interazione con la struttura in c.a.;

- 8- Insieme al protocollo prove sarà necessario eseguire un rilievo particolareggiato del degrado.