Università degli Studi di Roma "La Sapienza"

Scuola di dottorato in Ingegneria Civile Architettura
Dottorato in Ingegneria Edile-Architettura - XXVI Ciclo
Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale (DICEA)
Anno 2014

GLI EDIFICI DEL PERIODO RAZIONALISTA IN ITALIA: MODELLO PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

Chiara Romano

Relatori:
Prof. Cesira Paolini
Prof. Stefano Podestà

Coordinatore:
Prof. Daniela D'Alessandro

RINGRAZIAMENTI

Desidero esprimere profonda gratitudine ai miei relatori di tesi Prof. Stefano Podestà e Prof. Cesira Paolini per il costante supporto che mi hanno fornito durante tutto il periodo del mio lavoro di ricerca.
Vorrei ringraziare il Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica ed Ambientale dell'Università di Genova, per avermi "ospitato" in questi anni, ed in particolare il gruppo di ricerca coordinato dal Prof. Stefano Podestà.
Un grazie doveroso al Prof. Franco Storelli che mi ha indirizzato verso un tema di ricerca profondamente appassionante e mi ha guidato nelle prime fasi del lavoro.
Ringrazio inoltre il Collegio dei Docenti di questo corso di Dottorato con cui è sempre stato proficuo e stimolante confrontarmi.
Grazie alla Yellow Room, a chi ci ha lavorato e a chi ci lavora con entusiasmo e grande professionalità.
Grazie, infine, a chi ha creduto in me, sin dal primo momento in cui ho provato a intraprendere questa esperienza, chi mi ha sempre consigliato per il meglio e guidato nel lavoro, chi mi ha costantemente sostenuto, rendendo questi anni di dottorato, oltre che possibili, di grande accrescimento personale e professionale.

INDICE

Introduzione.....V

1. L'Architettura Razionalista in Italia: il ruolo del calcestruzzo armato

1.1. L'architettura moderna in Italia e l'uso del conglomerato cementizio armato.. 1

1.1.1. L'avvento ed evoluzione della tecnica costruttiva del calcestruzzo armato.....1

1.1.2. Il calcestruzzo armato in relazione alla definizione di un nuovo linguaggio architettonico.....5

1.1.3. La Varietà Tipologica e Formale dell'Architettura Razionalista in Italia..... 8

1.2. Il razionalismo in Liguria.....11

1.2.1. Lo sviluppo urbanistico di Genova 11

1.2.2. L'architettura razionalista a Genova e in Liguria.....13

1.2.3. Il campione di edifici razionalisti in Liguria.....18

1.3. Bibliografia 21

2. Modelli di valutazione della vulnerabilità sismica per gli edifici in calcestruzzo armato

2.1. La valutazione della sicurezza per le costruzioni in calcestruzzo armato..... 23

2.1.1. La vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in calcestruzzo armato.....26

2.1.2. Le problematiche degli edifici esistenti in calcestruzzo armato con particolare riferimento alle costruzioni degli anni '30-'40.....27

2.2. Modelli per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici in calcestruzzo armato 29

2.2.1. Modelli tipologici e modelli meccanici 30

2.2.2. Il modello macrosismico 32

2.3. La risposta sismica dei telai tamponati 37

2.3.1. Disposizioni normative 39

2.3.2. Recenti studi sull'effetto irrigidente dei tamponamenti all'interno dei telai in c.a.: il modello a puntone equivalente 43

2.3.3. I meccanismi di danno dei tamponamenti all'interno dei telai in c.a. 48

2.3.4. I meccanismi fuori piano dei tamponamenti 54

2.4. Bibliografia 56

3. Individuazione delle vulnerabilità caratteristiche del campione di edifici

3.1. Il campione di edifici analizzato 61

3.2. Aspetti tipologici-formali ricorrenti nel campione 63

3.3. Aspetti tecnologici e costruttivi del campione 72

3.3.1. I principi di progettazione e costruzione 73

3.3.2. Le caratteristiche meccaniche dei materiali: calcestruzzo e acciaio 76

3.3.3. I dettagli costruttivi 89

3.4. Bibliografia 105

4. Casi studio

4.1. Analisi di sensitività dei parametri da introdurre nel modello di vulnerabilità 107

4.2. Casa del fascio a Genova Bolzaneto (GE) 109
4.2.1. Descrizione del manufatto 109
4.2.2. Analisi Statica e Dinamica..... 112
4.2.2.1. Modello agli elementi finiti 113
4.2.2.2. Analisi statica..... 116
4.2.2.3. Analisi dinamica..... 130
4.2.3. Conclusioni 172
4.3. Scuola della Gioventù Italiana del Littorio a Genova (GE) 178
4.3.1. Descrizione del manufatto 178
4.3.2. Analisi statica e dinamica 188
4.3.2.1. Modello agli elementi finiti 188
4.3.2.2. Analisi Statica e Dinamica..... 194
4.3.3. Il ruolo delle tamponature..... 201
4.3.4. Conclusioni 202
4.4. Ristorante San Pietro a Genova (GE)..... 204
4.4.1. Descrizione del manufatto 204
4.4.2. Analisi Statica e dinamica..... 210
4.4.2.1. Modello agli elementi finiti 210
4.4.2.2. Analisi Statica e Dinamica..... 215
4.4.3. Conclusioni 222
4.5. Bibliografia..... 225

5. Conclusioni: nuovo modello per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici del Razionalismo Italiano

5.1. Il modello di vulnerabilità proposto 227

5.1.1. I modificatori di comportamento introdotti nel modello.....230
5.2. Applicazione del modello al campione di edifici in Liguria.....234

Allegato A 241

Allegato B 283

Allegato C 317

INTRODUZIONE

Il recupero del patrimonio architettonico esistente pone tra le diverse problematiche quella relativa alla valutazione della sicurezza strutturale, che non può prescindere dal considerare la risposta sismica, secondo quanto richiesto dalla normativa tecnica attuale, di quell'edificato. Pur non essendo l'unico aspetto da considerare nell'ambito di un processo di recupero, nel presente lavoro di ricerca, si è voluto riportare l'aspetto relativo alla fattibilità strutturale, spesso considerato solo nella fase finale della progettazione, in una posizione di centralità. Spesso, infatti, le istanze architettoniche, impiantistiche e non ultime quelle legate alla sostenibilità indirizzano l'analisi verso tematiche proprie di un approccio in cui la componente strutturale è in gran parte disattesa e posticipata solo in una fase successiva. La presunzione che l'adeguamento strutturale sia indipendente dalle scelte connesse ad un processo di riqualificazione di un immobile esistente si scontra spesso, alla prova dei fatti, con difficoltà che non poche volte minano alla base le soluzioni architettoniche adottate, invalidando criteri progettuali in nome di una sicurezza che imprescindibilmente deve essere garantita. Lo stravolgimento di piani di recupero o di singole ristrutturazioni è causata proprio dalla mancanza, nelle prime fasi, di un approccio integrato in cui la valutazione strutturale sia considerata alla stregua degli altri input progettuali.

La grande varietà che caratterizza il patrimonio architettonico in Italia, dal punto di vista tipologico, costruttivo e materico rende necessario differenziare, però, gli strumenti per la valutazione del comportamento strutturale in genere e, in particolare, della vulnerabilità sismica che lo contraddistingue, nell'ottica di cogliere il reale comportamento delle strutture in occasione di eventi sismici di una data intensità.

In questo contesto si colloca il presente studio, il cui obiettivo è stato quello di mettere a punto un modello per la valutazione della vulnerabilità sismica a scala territoriale applicabile agli edifici realizzati in Italia tra il 1930 ed il 1940, appartenenti al movimento architettonico del Razionalismo Italiano.

L'analisi di questi edifici, rappresentati da un campione contestualizzato geograficamente alla Liguria, ha evidenziato come la vulnerabilità sia legata a due principali fattori.
Il primo di questi è rappresentato dalle caratteristiche formali, legate alla costante ricerca di leggerezza, trasparenza e arditezza che, a loro volta, discendono direttamente dal nuovo linguaggio architettonico che in quegli anni si stava sviluppando in Italia, come nel resto d'Europa. Alla base delle scelte formali è l'uso della "nuova" tecnologia costruttiva del calcestruzzo armato, che iniziò ad essere impiegato diffusamente in tutto il territorio nazionale viste le potenzialità che gli si riconoscevano rispetto alle tradizionali costruzioni in muratura. Se da un lato il rinnovamento formale in architettura trovava un valido strumento nell'uso di questo materiale da costruzione, è pur vero che costituisce esso stesso la seconda e importante causa della vulnerabilità che caratterizza i manufatti del Razionalismo Italiano.
Infatti, non è possibile non tener conto del fatto che per ottenere quelle particolari caratteristiche proprie del linguaggio moderno veniva utilizzata una tecnica costruttiva che muoveva i suoi "primi passi" all'inizio del secolo scorso, e che, per questo, non era ancora pienamente padroneggiata. Tale situazione ha determinato, pertanto, problematiche strutturali non sottovalutabili, in alcuni casi, già da un punto di vista statico. Materiali con proprietà meccaniche scadenti, dettagli costruttivi degli elementi non adeguati e tali da non garantire i comportamenti strutturali su cui si fondano i modelli di verifica proposti dalle normative attuali, unitamente a principi di progettazione assai lontani da quelli che stanno alla base delle nuove costruzioni, contribuiscono a rendere assai difficile garantire la sicurezza strutturale per questi manufatti e, allo stesso tempo, la normativa attuale risulta inadeguata a coglierne il reale comportamento.
L'osservazione che tali criticità non si riescano ad evidenziare con i metodi di valutazione della vulnerabilità sismica presenti in letteratura, ha determinato la necessità di predisporre un modello *ad hoc,* che potesse tener conto degli elementi di vulnerabilità riconosciuti negli edifici oggetto del presente studio.
Al fine di preservare la compatibilità con le metodologie di valutazione della vulnerabilità sismica esistenti, a partire dal modello Macrosismico basato sulla European Macroseismic Scale, EMS-98 (Grunthal, 1998; Giovinazzi e

Lagomarsino, 2004), sono stati introdotti e tarati nuovi "modificatori di comportamento" associati alle specificità dei manufatti del Razionalismo Italiano. I modificatori di comportamento, legati alle caratteristiche costruttive e strutturali, consentono, attraverso punteggi assegnati a ciascuno di essi, di incrementare o diminuire il valore dell'Indice di Vulnerabilità che definisce, secondo il modello, la propensione di una struttura a danneggiarsi se colpita da un terremoto. Questo indicatore sintetico permette di valutare in via semplificata la vulnerabilità di un edificio e, soprattutto, di poter redigere graduatorie di rischio sismico di un campione numeroso di manufatti, quando la scala della valutazione sia a livello territoriale.
La taratura dei punteggi da assegnare ai modificatori di comportamento proposti per gli edifici del Razionalismo Italiano è stata fatta attraverso analisi di sensitività dei parametri, su tre casi di studio. L'analisi di sensitività dei parametri ha, infatti, permesso di quantificare l'influenza degli elementi di vulnerabilità individuati con l'analisi del campione di manufatti in Liguria. Sui casi studio sono state effettuate analisi statiche e analisi dinamiche con spettro di risposta modificando, uno alla volta, i parametri di cui si voleva valutare l'incidenza nella risposta strutturale e nel soddisfacimento della verifica. In questo senso, appare chiaro come i casi studio, scelti all'interno del campione in quanto rappresentativi di tipologie ben definite e con caratteristiche riconosciute ricorrenti nel campione stesso, siano stati trattati come prototipi: a partire dalla configurazione originale, la variazione del parametro di interesse per l'analisi di sensitività, ha portato ad una configurazione variata, più o meno distante dalle reali caratteristiche dell'edificio. In particolare, per quanto riguarda le caratteristiche formali, il passaggio fondamentale è stato quello di tradurre il dato architettonico in un determinato comportamento strutturale, per comprendere come, soprattutto per questi edifici, le scelte formali abbiano una ricaduta in termini di risposta strutturale.
La validazione del modello proposto è stata fatta, infine, attraverso la sua applicazione al campione di edifici in Liguria; questo ulteriore passaggio è stato utile per dimostrarne l'"applicabilità" ed ancor più la "validità". Dai risultati dell'analisi del campione, è emerso, infatti, come il modello proposto riesca effettivamente a cogliere la maggiore vulnerabilità che mediamente caratterizza

i manufatti del Razionalismo Italiano, rispetto alle costruzioni in calcestruzzo armato esistenti, ma di più moderna concezione.
Il modello consente una ricaduta applicativa immediata poiché, attraverso la definizione del rischio sismico, basata su pochi parametri, è possibile determinare graduatorie di rischio da utilizzare, insieme ad altri fattori di natura amministrativa-economica-finanziaria, per programmare i successivi interventi di adeguamento e miglioramento sismico. Il modello si configura, pertanto, come un valido strumento, a disposizione delle Pubbliche Amministrazioni, al fine di valutare il rischio cui può essere soggetto il patrimonio architettonico del Razionalismo nel nostro paese e, di conseguenza, di individuare e garantire efficaci criteri di gestione per la tutela dei beni architettonici di quell'epoca.

1

L'Architettura Razionalista in Italia: il ruolo del calcestruzzo armato

1.1. L'ARCHITETTURA MODERNA IN ITALIA E L'USO DEL CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO

1.1.1. L'avvento ed evoluzione della tecnica costruttiva del calcestruzzo armato

La costruzione in cemento armato si consolida in Italia come tecnica costruttiva ordinaria a partire dalla ricostruzione successiva al primo conflitto mondiale, per tutti gli anni Venti.
In questi anni, infatti, viene meno il regime dei brevetti, che caratterizza la fase "pionieristica" del cemento armato, e parallelamente si perfezionano le normative tecniche specifiche.
Se le prime opere in c.a. risultano caratterizzate dalle incertezze di ordine tecnologico e costruttivo dovute alla novità del sistema, ed alla moltitudine di soluzioni adottate (in relazione ai diversi brevetti), a partire dagli anni Venti, una normativa sempre più specifica limita la sperimentazione, che si attua nei primi anni, a favore di regole sempre più dettagliate e consolidate da studi teorici e sperimentali. Le perplessità iniziali nei riguardi di una regolamentazione per il calcolo delle strutture in calcestruzzo armato, erano proprio legate alla paura di una limitazione alla sperimentazione necessaria al progresso ed alla diffusione della tecnica costruttiva. In questo senso si spiega come l'evolversi della tecnica costruttiva del calcestruzzo armato vada di pari passo all'evolversi della normativa.
Le prime prescrizioni, approvate con Decreto Ministeriale 10 Gennaio 1907 (G.U. n. 28 del 2 Febbraio 1907), contenevano i *Metodi normali di prova per gli agglomeranti idraulici* e le *Prescrizioni normali per l'esecuzione delle opere*

in cemento armato. Tali prescrizioni ebbero un periodo di validità piuttosto lungo che terminò con l'entrata in vigore del Decreto Presidenziale 15 Maggio 1925, primo di sette Decreti comparsi fino al 1933, a distanza di uno o al massimo due anni l'uno dall'altro, che pur presentando un numero di articoli via via maggiore e contenendo molte innovazioni, conservavano l'impostazione delle Prescrizioni del 1907. Tutti sono caratterizzati da una prima parte destinata agli agglomeranti idraulici e da una seconda contenente più specificatamente le norme sul cemento armato. In particolare, il Regio Decreto Legislativo 4 Settembre 1927, n.1981, estese a tutte le costruzioni, pubbliche e private, la validità delle prescrizioni. L'ingegnere professionista, a firma del quale doveva presentarsi in Prefettura il progetto dell'opera, possedeva, nella sua formazione di base, conoscenza adeguata sulla tecnica costruttiva del cemento armato.
Con la fine dei brevetti ed il perfezionarsi della normativa sulle costruzioni in c.a., la tecnica non è più esclusiva di imprese specializzate e diviene appannaggio di una sempre più crescente quantità di costruttori. Tale condizione portò rapidamente ad una diffusione capillare dell'uso del calcestruzzo armato su tutto il territorio nazionale.
Le prescrizioni che vengono definite di "prima generazione" (Mezzina et al. 2008) si concludono con due Decreti Legislativi del 16 Novembre 1939, n. 2228 e n. 2229, riguardanti rispettivamente le *Norme per l'accettazione dei leganti idraulici* e le *Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice ed armato*. Essi hanno normato l'edilizia in cemento armato di tutto il periodo della ricostruzione post-bellica e del boom edilizio degli anni '60.
I principi ispiratori di dette norme sono basati sull'ipotesi di elasticità lineare e sul metodo di verifica alle tensioni ammissibili.
Parallelamente, a seguito del disastroso terremoto che colpì lo stretto di Messina nel 1908, si sviluppa la normativa edilizia in materia antisismica, indirizzata, almeno inizialmente, esclusivamente ai territori già colpiti da eventi sismici, a partire dal Regio Decreto 18 Aprile 1909, n. 193. Questo conteneva i criteri di scelta dei siti edificabili, le altezze massime e il numero di piani degli edifici, alcune prescrizioni urbanistiche, indicazioni sull'idoneità dei sistemi costruttivi,

sulle regole del buon costruire e su alcune prescrizioni inerenti i calcoli di stabilità.
Con il Regio Decreto 13 Marzo 1927, n. 431, le località colpite dai terremoti vennero distinte in due categorie, una di alta e una di bassa sismicità, per le quali erano riservate delle prescrizioni specifiche anche per le azioni di progetto. Un nuovo quadro normativo venne delineato con il Regio Decreto Legislativo 23 Marzo 1935, n.640 *Norme Tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti*, che costrinse le amministrazioni locali ad adottare regolamenti edilizi che specificassero le regole del buon costruire, in relazione anche ai materiali ed ai sistemi costruttivi tipici dei rispettivi territori.
Infine, il Regio Decreto Legislativo del 22 Novembre 1937, n. 2105, segna l'ultima norma in materia di edilizia antisismica, nell'arco temporale in cui si sviluppa il movimento architettonico del Razionalismo Italiano. La norma propone per la prima categoria sismica un valore dell'accelerazione di 0.1g, mentre per la seconda categoria 0.05g. L'effetto dell'azione sismica viene considerato, per le scosse sussultorie amplificando del 40% o del 25%, a seconda della categoria sismica, la somma del carico gravitazionale permanente ed 1/3 di quello accidentale; per le scosse ondulatorie moltiplicando l'accelerazione sismica di riferimento per la somma del carico gravitazionale permanente ed 1/3 di quello accidentale. In mancanza del concetto di periodo fondamentale di vibrazione della struttura, le forze sismiche sono distribuite in maniera costante alla quota degli impalcati. L'ipotesi di impalcato infinitamente rigido ancora non è consolidata e, quindi, gli elementi strutturali, ovvero i telai, assorbono un'aliquota della forza totale in maniera proporzionale alla massa o area di influenza portata.
Oltre alle normative tecniche generali e sismiche, sull'evoluzione e l'uso della tecnica costruttiva del cemento armato in Italia, nel decennio in cui si afferma il movimento razionalista, incidono significativamente anche le leggi "autarchiche".
Il 7 Gennaio 1926, infatti, viene emanato il Regio Decreto n. 216, sulla "preferenza ai prodotti delle industrie nazionali", al fine di arginare il disavanzo della bilancia commerciale e, allo stesso tempo, rispondere ad un diffuso atteggiamento nazionalista in campo tecnico, scientifico ed economico. Al

Decreto di gennaio fa seguito la circolare n. 6765 del Ministero dei Lavori Pubblici che dà disposizioni volte a ridurre i consumi dei materiali edilizi "di cui si fa attualmente largo acquisto all'estero". La circolare, pertanto, raccomanda di usare pietre nazionali, di preferire il cemento armato al ferro, di impiegare solai latero-cementizi e di evitare l'uso del legno, perché quasi del tutto importato.
Con gli anni Trenta si apre una nuova fase di serie difficoltà economiche e di crescita della disoccupazione. Viene avviata una politica di rilancio delle opere pubbliche, in cui si inquadra tutta l'attività edilizia dell'Opera Nazionale Balilla (O.N.B.).
Il cemento armato non solo dà modo di rispondere a esigenze funzionali complesse e specializzate, ma costituisce il modello strutturale più adatto ad esprimere l'immagine giovanilista che l'Opera Balilla voleva dare di sé.
Nonostante le numerose e rilevanti applicazioni, la struttura in cemento armato, in quegli anni, non riesce ad affrancarsi del tutto dalla muratura portante. Non solo continuano ad essere utilizzati muri perimetrali di pietrame o di mattoni anche quando vi è uno scheletro portante indipendente, ma molto spesso la costruzione è un ibrido di parti in cemento armato e parti in muratura portante (Casa del Fascio di Ventimiglia (Capomolla, 2010)) oppure ancora la muratura portante viene alternata a pilastri di cemento poco armato gettati dopo l'erezione dei muri. Questo tipo di costruzione dimostra il persistere di una concezione strutturale basata su travi semplicemente appoggiate ai pilastri, che non possono esprimere un comportamento a telaio.
Nonostante le restrizioni, approfittando delle deroghe concesse ad alcune amministrazioni dello stato, si continuano a realizzare edifici in cemento armato. Spesso, però, in questi casi vengono utilizzati pilastri con grandi sezioni e travi di elevata altezza per poter armare debolmente e realizzare un consistente risparmio di ferro.
Pertanto, sebbene negli anni che interessano il Razionalismo Italiano la tecnica costruttiva del calcestruzzo armato risulti evoluta rispetto alle carenze riscontrabili nelle prime realizzazioni, ci troviamo ancora di fronte ad edifici che presentano criticità dal punto di vista strutturale, di cui difficilmente si riesce a tener conto oggi, applicando la normativa attuale. Essa presuppone, infatti, comportamenti schematizzabili con modelli tarati su costruzioni più

recenti, in cui i principi di progettazione risultano assai diversi da quelli utilizzati in quegli anni.

1.1.2. Il calcestruzzo armato in relazione alla definizione di un nuovo linguaggio architettonico

A partire dagli anni Trenta, diventa interessante lo studio della conformazione dell'ossatura in cemento armato in rapporto alla ricerca di nuove forme ed alla definizione di un nuovo linguaggio architettonico. Il rinnovamento del linguaggio architettonico, si attua senza abbandonare del tutto, ma comunque semplificandoli, gli elementi formali della tradizione, e si basa sul progresso scientifico e tecnico nel campo delle costruzioni.
Tale rinnovamento si attua principalmente ad opera di alcuni giovani architetti che formano il "Gruppo 7" e nel dicembre 1926 pubblicano, su "Rassegna Italiana", il primo di una serie di quattro articoli che segna l'inizio del Movimento Razionalista Italiano. I giovani architetti, Adalberto Libera, Gino Figini, Guido Frette, Sebastiano Larco, Gino Pollini, Carlo Enrico Rava, Giuseppe Terragni, sostengono che l'architettura moderna non è negazione del passato, ma espressione dello "spirito nuovo", proprio della nuova epoca, già manifestatosi nell'architettura degli altri paesi europei: "Noi non vogliamo rompere con la tradizione: è la tradizione che si trasforma, assume aspetti nuovi, sotto i quali pochi la riconoscono [...]. La nuova architettura, deve risultare da una stretta aderenza alla logica, alla razionalità. Un rigido costruttivismo deve dettare le regole. Le nuove forme dell'architettura dovranno ricevere il valore estetico dal solo carattere di necessità, e solo in seguito, per via di selezione, nascerà lo stile. Poiché noi non pretendiamo affatto di creare uno stile (simili tentativi di creazione dal nulla portano a risultati come il "liberty"); ma dall'uso costante della razionalità, dalla perfetta rispondenza della struttura dell'edificio agli scopi che si propone, risulterà per selezione lo stile. Occorre riuscire in questo: nobilitare con l'indefinibile e astratta perfezione del puro ritmo, la semplice costruttività, che da sola non sarebbe bellezza".
Nella presentazione della Prima Esposizione d'architettura razionale, tenutasi a Roma nel 1928, Adalberto Libera chiarisce che il termine "razionale", sebbene

non si adatti perfettamente all'opera architettonica, in quanto anche d'arte, è il più adatto a sottolineare il contenuto di costruzione, tecnica, raziocinio che la distingue. "L'architettura razionale - come noi la intendiamo - ritrova le armonie, i ritmi, le simmetrie nei nuovi schemi costruttivi, nei caratteri dei materiali e nella rispondenza perfetta alle esigenze cui l'edificio è destinato. Noi dobbiamo - come gli Egizi crearono le piramidi incrollabili con il granito duro, come gli Elleni i Templi perfetti con i marmi chiari e luminosi, come il Popolo Giallo le Pagode in una tormentata ricchezza con i legni variopinti e preziosi, come i romani le arene immense e gli acquedotti superbi con le pietre del suolo conquistato - noi dobbiamo elevare le nostre case perfette e chiare, le nostre officine luminose e sonanti con quei materiali che danno l'ardire, la grande portata orizzontale, la possibilità di invertire l'ordine statico". Lo stesso Libera arriverà ad affermare che la bellezza sta nell'organismo strutturale e nella fusione tra forma e materiale impiegato.
Dagli articoli successivi, si evince come essi guardassero con interesse ciò che si stava affermando nel panorama europeo, ovvero che gli elementi-base della nuova architettura, non erano altro che "elementi nuovi, creati dalle possibilità del cemento armato". Essi erano finestre a fascia orizzontali, balconi continui a sbalzo, immense vetrate verticali aperte da cima a fondo, finestre angolari, tutti elementi innestati in uno scheletro strutturale visibile.
In Italia, l'uso del calcestruzzo armato nelle prime realizzazioni, fino alla prima guerra mondiale, si era affermato proprio per la sua capacità di mimetizzarsi all'interno di una compagine costruttiva tradizionale: si continuava a nascondere metodicamente lo scheletro in cemento armato, con applicazioni "più o meno disordinate degli stili antichi". Solo nell'ambito dell'edilizia antisismica si ammetteva una certa visibilità del telaio, che veniva però segnalato all'esterno al solo fine di evidenziare la presenza di una struttura solida, ben legata, a garanzia della sicurezza strutturale dell'edificio.
La critica del Gruppo 7, riguardo questo approccio, è rivolta, non a professionisti che non utilizzano il cemento armato nelle loro opere, ma a quelli che, avendo a disposizione questo materiale così nuovo, non avevano saputo e voluto rinnovare radicalmente i loro modi espressivi. Si comprende così perché, quando nel 1931 Pier Maria Bardi organizzava a Roma la Seconda Mostra Italiana d'Architettura Razionale, inseriva nel celebre Tavolo degli orrori la

Casa dell'Automobile di Roma e la Stazione Ferroviaria di Milano. Della prima si criticava il contrasto tra un tipo edilizio nuovo, come il garage, risolto con soluzioni strutturali ardite in c.a. e l'aspetto ottocentesco, monumentale, assolutamente tradizionale delle facciate; della seconda il contrasto tra il largo uso di cementi speciali e di tecniche di razionalizzazione delle installazioni di cantiere e la sua monumentalità.
Per il Gruppo7, "Invece l'architettura, trovandosi da poco in possesso di un mezzo meraviglioso, il cemento armato, che veramente si può considerare nuovo, poiché l'uso che se ne è fatto sinora, credendo necessario nascondere le sincerità del materiale sotto rivestimenti fittizi, e forzandolo entro schemi tipicamente stilistici, ha fatto sì che se ne ignorino ancora le straordinarie possibilità estetiche [...] ha in esso la ragione e la necessità del suo rinnovamento".
In questo senso, appare significativo il manifesto della Prima Esposizione Italiana di Architettura Razionale, organizzata nel 1928 da Libera e Minnucci, in cui "spiccava in campo bianco, tra due bande marrone, una colonna quadrata di cemento, color rosso vivo, da cui sporgeva l'armatura" (Figura 1. 1), a dimostrare come il materiale cemento armato, fosse al centro del dibattito sull'architettura moderna in Italia.

Figura 1. 1. Manifesto della Prima Esposizione Italiana di Architettura Razionale, 1928, Roma

1.1.3. La Varietà Tipologica e Formale dell'Architettura Razionalista in Italia

L'Architettura Razionalista in Italia, è caratterizzata da una grande complessità e varietà tipologica. Tra le opere del Razionalismo Italiano ve ne sono alcune che hanno assunto valore di modello e sono divenute vere e proprie icone dell'architettura moderna, altre che segnano discontinuità, scarti di rotta, momenti di passaggio o di riflessione critica nei confronti di una presunta "ortodossia" del moderno, spesso identificata solo con alcune punte alte della produzione degli anni Trenta.
La produzione edilizia del Razionalismo Italiano abbraccia un periodo che va dalla prima alla seconda guerra mondiale, passando per l'avvento, il consolidamento ed il crollo del fascismo. Ma il periodo tra le due guerre, in particolare il decennio '30-'40, assume, sul piano critico e storiografico una centralità indiscussa nella vicenda del moderno nel nostro paese.
La varietà tipologica che contraddistingue il movimento moderno, è legata in parte alle diverse destinazioni d'uso degli edifici: edifici di cura (Dispensario Antitubercolare, I. Gardella, Alessandria), edifici postali (Roma, via Marmorata), colonie marine (Colonia Agip, G. Vaccaro, Cesenatico), stazioni ferroviarie (S. Maria Novella, G. Michelucci, Firenze), case del fascio (Casa del Fascio, G. Terragni, Como), palazzine d'abitazione (Casa Rustici, G. Terragni, Milano), edifici scolastici (Asilo Sant'Elia, G. Terragni, Como), complessi a scala urbana e città di nuova fondazione (Sabaudia e Guidonia).
Si evidenzia la maggiore importanza assunta da alcuni centri di produzione rispetto ad altri, ovvero luoghi a più elevato tasso di modernità rispetto ad altri. Molte opere sono realizzate al nord, in Piemonte e Lombardia, regioni che costituiscono il polo della prima tradizione industriale italiana. La prevalenza di opere romane, però, non ha forse bisogno di commenti: la capitale è teatro, durante il ventennio fascista, dei tre maggiori cantieri del regime – Foro Italico, Città Universitaria, E 42 (oggi Eur) – e di numerosi concorsi per opere pubbliche (di cui i palazzi postali rappresentano forse le prove più convincenti). Sempre di area romana sono le città di nuova fondazione della bonifica pontina, di cui Sabaudia è l'esempio più limpido, sia nell'impianto urbanistico, sia per il pregio di architetture come le poste di A. Mazzoni.

Il tema degli edifici pubblici rivela, forse più di ogni altro, gli aspetti caratteristici dell'architettura italiana tra le due guerre, cioè la ricerca di rappresentatività che porta alla monumentalità del "classico semplificato e modernizzato", e il tentativo di caratterizzazione dei nuovi organismi funzionali per il regime (le Case del Fascio, dell'O.N.B. e della G.I.L., etc.).
L'Architettura degli anni Trenta, infatti, è inevitabilmente legata al dibattito politico del tempo. La volontà di creare un'arte fascista, vede coinvolti in primo luogo i giovani architetti, a cui, questo invito, parve il modo più concreto per sperimentare in tipologie nuove, il nuovo linguaggio. Ad essi si affida il compito più delicato, ovvero quello di "fermare con la consistenza della pietra, del cemento, dell'acciaio e dei più nobili e durevoli elementi della natura, con il soffio dell'arte, l'orma gigantesca di Mussolini, affinché i posteri ne abbiano stupore."[Pietro Maria Bardi].
Negli anni del fascismo, veniva avviato, in funzione anticrisi e allo stesso tempo propagandistico, un ampio programma di opere pubbliche (stazioni, palazzi postali, scuole, preture, municipi, ma anche intere città di fondazione nelle zone di bonifica). Inoltre, si avviava un vasto e capillare piano di costruzione delle sedi del partito fascista, le case del fascio, e delle organizzazioni ad esso collegate. Nella realizzazione di questa imponente serie di opere, in una spartizione degli incarichi fra tradizionalisti e moderni, abilmente gestita da Piacentini, prendeva corpo la sperimentazione della "modernità".
Le case del fascio avrebbero dovuto diventare immagine riconoscibile del governo. Generalmente, in questi edifici le potenzialità del cemento armato vengono sfruttate nelle esilissime colonne e nelle finissime solette, nelle torri, nelle piattaforme per tuffi, nelle pensiline, nelle scale - in quelle elicoidali soprattutto. Non esisteva di fatto uno stile univoco, e le indicazioni su quale fosse l'arte di stato erano controverse. Il "tipo" della casa del fascio aveva comunque una riconoscibilità volumetrica, indifferente ai materiali ed allo stile utilizzato, legata alla presenza della torre littoria. Il tentativo da parte del regime di creare un nuovo riferimento per la collettività, da porsi accanto – come il palazzo comunale nel Medioevo e nel Rinascimento – eventualmente alla chiesa, fa sì che si prediliga il tipo con la torre littoria rispetto ad edifici che privilegiano riferimenti più internazionali e meno storicistici.

Da questa tendenza si discostano gli architetti del Gruppo 7 e del M.I.A.R. (Movimento Italiano Architettura Razionale) il cui obiettivo era quello di ottenere un allineamento dell'architettura italiana ai modelli del razionalismo europeo. In quest'ottica, appare opportuno, in primo luogo, riferirsi, per individuare i caratteri formali peculiari, che caratterizzano la nuova architettura, al maestro del Movimento Moderno in Europa, Le Corbusier.
In *Vers une architecture*, opera teorica pubblicata nel 1923, egli enuncia "i cinque punti di una nuova architettura", alla base del nuovo modo di concepire lo spazio architettonico e di costruire un'abitazione con cemento armato.
I cinque punti portarono una enorme carica rivoluzionaria e, anche se vennero criticati di eccessivo schematismo, è interessante evidenziare l'affermazione di Benevolo, per capirne il senso reale: "Se questi standard siano convincenti o no, lo dirà l'esperienza futura. Resta il fatto che gli architetti riconoscono che esiste un campo autonomo e limitato, entro cui si devono fare scelte precise. Solo così la nuova architettura trova la sua corretta collocazione culturale: il suo compito non è di dar fondo all'universo, ma di compiere una delle azioni concrete [...] necessarie all'organizzazione della società moderna" e poi "lo schematismo si evita non rinunciando agli standard, ma impegnandosi a farli evolvere continuamente come fa Le Corbusier nei quarant'anni successivi".
I cinque punti dell'architettura di Le Corbusier prevedono la presenza di elementi formali resi possibili dalla creazione di uno scheletro portante in calcestruzzo armato come i "pilotis", che sostituiscono i setti in muratura, creando sostegni molto esili al piano terra della costruzione, "tetti giardino", "piante e facciate libere", ovvero in cui i tamponamenti, interni o perimetrali, potessero essere disposti in totale libertà, "finestre a nastro" in cui la facciata può essere tagliata in tutta la sua lunghezza da una finestra che ne occupa la superficie desiderata.
Questi cinque punti sono alla base delle scelte architettoniche e formali del Movimento Moderno e meritano spunti di riflessione strutturale, soprattutto per quanto concerne la risposta alle azioni sismiche, che non furono mai tenute in conto in fase progettuale.
Le caratteristiche formali e tipologiche proprie degli edifici del Razionalismo Italiano, pertanto, devono essere analizzate dal punto di vista strutturale-sismico

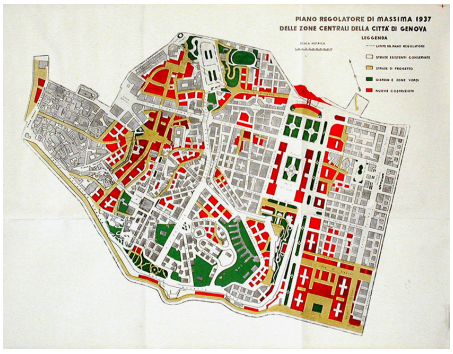
alla luce delle nuove prestazioni e margini di sicurezza richiesti dalle vigenti normative, nonché della recente classificazione sismica del nostro paese.
I problemi legati a tali valutazioni dipendono dalle forme architettoniche rese possibili dall'uso del c.a., che a sua volta costituisce oggetto di studio, non solo per le sue caratteristiche intrinseche (qualità del materiale) ma anche per quelle dei dettagli costruttivi con cui sono risolti i nodi e gli elementi strutturali. Queste caratteristiche, determinanti nella risposta strutturale, devono essere tenute in conto nei modelli di valutazione della vulnerabilità sismica applicabili a questi manufatti.

1.2. IL RAZIONALISMO IN LIGURIA

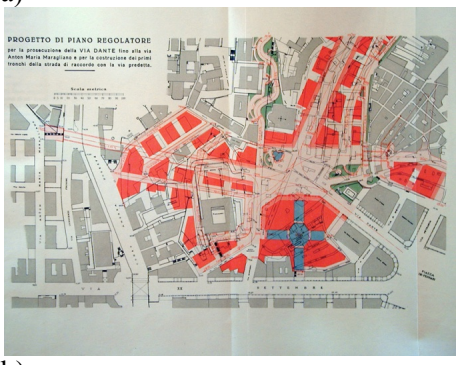
1.2.1. Lo sviluppo urbanistico di Genova

Nel periodo 1925-1955, Genova diventa la Grande Genova, con l'annessione di 19 comuni.
Si pone la necessità di scegliere tra la formazione di un piano urbanistico generale e la creazione di piani urbanistici parziali. L'idea del piano urbanistico esteso a tutta la città non trova riscontro nelle decisioni dell'amministrazione, che procede per obiettivi e quindi con la costruzione di interventi mirati a trasformare e monumentalizzare le aree centrali, ad adeguare e accrescere la rete delle vie di comunicazione, ad ampliare la struttura portuale ed infine a favorire lo sviluppo degli insediamenti residenziali nelle parti orientali.
Nella logica di puntare a obiettivi specifici e circoscritti di trasformazione del territorio si configurano come prioritarie le zone centrali, su cui si gioca il prestigio di un'amministrazione che nella ricerca di un'immagine forte, si misura con l'emanazione di un bando di concorso per poi giungere alla formazione di un piano regolatore per le zone centrali.
Il piano regolatore di massima delle zone centrali della città di Genova viene approvato nel 1932, sulla base di un concorso vinto dal progetto "Janua" nel 1930 a firma di Aldo Viale (Ufficio tecnico Comunale) e Giulio Zappa.

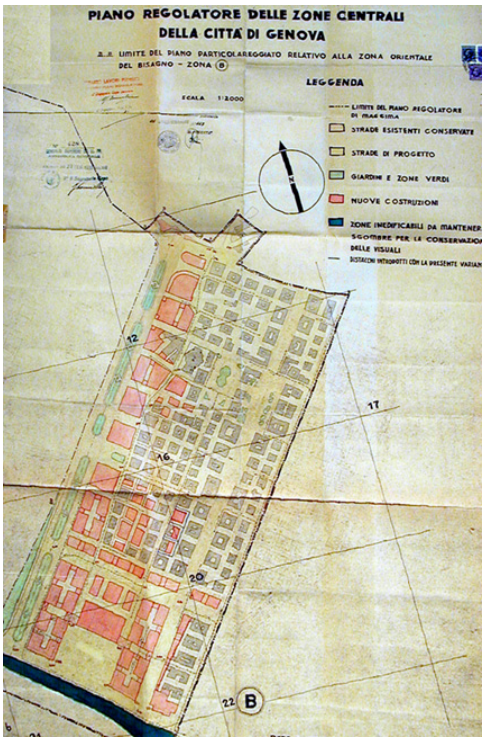
Sulla base del piano regolatore per le aree centrali vengono sviluppati i Piani particolareggiati degli ambiti di intervento, alcuni tramite concorso, come nel caso della piazza a mare, altri incaricando, come nel caso di piazza Dante, l'Ufficio Tecnico Comunale (consulenti Viale e Zappa). Le situazioni di intervento dei vari piani particolareggiati appaiono molto differenziate dalle condizioni dei contesti, poiché in alcuni casi, per attuare il piano vi è un'area libera da costruzioni, mentre in altri, si deve procedere all'abbattimento dell'edificato ed allo spianamento di rilievi naturali, come nel caso della zona di piazza Dante.



a)



b)



c)

Figura 1. 2. a) Piano regolatore di massima delle zone centrali della città di Genova (1937); b) Piano particolareggiato di Piazza Dante; c) Piano Particolareggiato della zona orientale del Bisagno

Il centro storico viene valutato nel suo complesso come un organismo unitario da salvaguardare e da rivitalizzare attraverso un oculato e misurato programma

di intervento che si basa su alcuni fondamentali elementi tra cui la valorizzazione delle funzioni e del ruolo di centro, la riorganizzazione del traffico e del sistema di accessibilità, il miglioramento delle condizioni igieniche. Il progetto in cui vengono fissate queste linee di intervento è il Piano Regolatore e di Diradamento della Genova medievale (1937) di Piero Barbieri.
Per il Piano regolatore per la parte orientale (Quarto, Quinto, Nervi, Sant'Ilario), si procede con il bando di un concorso del novembre 1930 che si conclude con la proclamazione, nel 1932, del gruppo vincitore "Genova 1950" (Daneri, Ferrari, Morozzo, Viale, Vietti, Zappa).
L'evento bellico e le conseguenze distruttive legate ai bombardamenti aerei portano in primo piano l'esigenza della formazione di un Piano di ricostruzione di Genova centro e Sampierdarena, Piano che nel 1948 e nel 1949 viene adottato dal Consiglio Comunale e nel gennaio 1950 ottiene l'approvazione da parte del Ministero dei Lavori Pubblici. La città è profondamente cambiata e si avvia a completare la trasformazione della zona centrale, individuando un'identità antica e un'identità moderna, legate in un caso al centro storico e nell'altro ai nuovi luoghi che la città ha saputo e voluto creare.
E' nell'ambito di queste trasformazioni urbanistiche così imponenti che si collocano le più importanti opere di architettura Razionalista a Genova.

1.2.2. L'architettura razionalista a Genova e in Liguria

La cultura architettonica ligure tra le due guerre risulta influenzata dagli insegnamenti che la Scuola Superiore di Architettura di Roma impartiva agli studenti, attraverso la lezione dei maestri tra i quali Fasolo, Foschini, Giovannoni, Milani e Piacentini. L'indirizzo di ricerca principale era teso all'equilibrio tra innovazione e tradizione.
Tale dualismo attraversa, di fatto, tutta l'architettura di regime e si riscontra nei numerosissimi "oggetti architettonici" che venivano sparsi uniformemente sul territorio nel corso degli anni Trenta. Si delinea un panorama di opere pubbliche o di "regime" improntato ad una grande varietà.
Ampi echi del dibattito nazionale sul linguaggio più appropriato dell'architettura di regime che attraversa l'Italia a partire dalla prima Mostra di

Architettura Razionale svoltasi a Roma nel 1928, si avranno a Genova anche sulla stampa locale.
Un ruolo di primo piano nella diffusione del codice razionalista a Genova, spetta certamente ad Attilio Podestà, critico d'arte e di architettura, redattore di "Casabella" e collaboratore di altre riviste e giornali. Egli cura a Genova un'interessante pagina d'arte e di architettura, dal titolo "La Specola delle Arti", pubblicata nella terza pagina del quotidiano cittadino "Il Secolo XIX" dal 19 ottobre 1932 al 13 settembre 1933.
Piacentini, arbiter supremo delle questioni architettoniche nazionali, a Genova riesce a svolgere un ruolo primario nello sviluppo delle vicende urbane. Egli assume diversi incarichi pubblici, intervenendo direttamente nella sistemazione di piazza Dante e di piazza della Vittoria, adottando un linguaggio solido ed astratto, attestato su un classicismo austero.
Altro personaggio chiave nelle vicende architettoniche in Liguria è Mario Labò, accademico ligustico ma energico sperimentatore, attivo alle riunioni del M.I.A.R. e del Gruppo 7 e sulle pagine di "Casabella". All'ornamento egli predilige la tabula rasa scatolare del razionalismo, i prospetti spogli, i vuoti d'angolo e lastre come balconi aggettanti. In Labò è molto viva e partecipata la dialettica fra modernità, intesa come appartenenza al suo tempo, e tradizione, tanto che la sua adesione al razionalismo matura "senza traumi nè clamori, cautamente"(Cevini, 1989). Dice Ardengo Soffici: l'arte "non deve essere né tutta volta al passato, né tutta volta all'avvenire, ma 'attuale', e cioè animata dal doppio spirito del passato e dell'avvenire". "Anti tradizionalisti si, però con discrezione", è il contegnoso atteggiamento di Piero Portaluppi, che Labò sembra condividere in pieno. In un'atmosfera di rinuncia, di logica, di fondamenti e di organizzazione, permangono in Labò il senso dell'ordine come equilibrio interno: chiarezza revisione,ordine, per una tradizione che si trasforma. La sua opera più celebrata è il ristorante San Pietro alla Foce, in cui è evidente il richiamo alla biblioteca di Viipuri di AlvarAalto, con la scala racchiusa tra due schermi vetrati, l'uno in vetrocemento, l'altro su telaio metallico, in un gioco di trasparenze.
Lorenzo Castello, Alfredo Finischi, Eugenio Fuselli, Renato Haupt, Robaldo Morozzo della Rocca, Ernesto Puppo, Luigi Vietti sono altri protagonisti della

nuova stagione progettuale, destinati ad incidere profondamente sul volto della città ligure.
La società civile però, vede con sospetto l'introduzione di forme moderne, pertanto, è solo nell'ambito di opere promosse dal regime che i progettisti trovano modo di estrinsecare la loro "vena moderna", in particolare nell'ambito dei numerosi concorsi banditi nel corso degli anni Trenta.
Morozzo della Rocca è la figura che meglio consente di comprendere come la traslazione in ambito ligure del dibattito culturale romano sia carica di straordinarie conseguenze. Egli avanza una soluzione per la definizione di piazza Dante, con quattro grattacieli, direttamente mutuati, nella loro conformazione, dall'Empire State Building; propone sofisticate soluzioni compositive, in un atteggiamento per il quale l'adesione allo spirito classico non si traduce nel ricorso diretto ad un linguaggio storicamente codificato ma implica una ricerca ai valori permanenti, nella costante aspirazione alla "lunga durata" dell'opera architettonica.
Come Morozzo altri autori sviluppano la loro indagine architettonica sulla scorta della loro formazione romana. Fuselli, già collaboratore di Piacentini, esordisce a Genova con la Casa del Mutilato, dove utilizza la bicromia tipica dell'architettura ligure. Castello dimostra con la sua opera il riferimento al classicismo "piallato", tipico della ricerca progettuale romana: nella scuola della Gioventù Italiana del Littorio, risulta palese il debito con la produzione artistica di Del Debbio.
A questi architetti di "scuola romana" si aggiunge un'ulteriore schiera di progettisti di diversa formazione e provenienza che annovera autori come Mario Angelini, Beniamino Bellati, Paride Contri, Manlio Costa, Angelo Crippa, Giovanni Dazzi, Ettore Fagiuoli, Giulio Zappa che intendono la disciplina in maniera anche molto diversa tra di loro, a dimostrare la ricchezza dell'articolato e vivo dibattito architettonico ligure.
Camillo Nardi Greco è invece autore in Liguria di numerose colonie estive, inedita tipologia sulla quale si concentrano gli interessi del regime e le attenzioni della cultura architettonica nazionale.
Tra queste quella di Chiavari è senza dubbio la più complessa, coniugando nel medesimo tempo elementi dinamici, espressionisti e futuristi, mentre quella di Rovegno e di Savignone interpretano più "ortodossamente", pur con

l'inserimento di elementi e materiali "monumentali", il codice razionalista. Il rapporto tra elemento verticale e orizzontale diventa la caratteristica prioritaria dello schema delle colonie progettate da Nardi Greco, seppure con alcune eccezioni: da quello più dinamico della colonia di Rovegno, che avvicina la parte curva del complesso al ponte di una nave, a quello più statico della colonia di Savignone, rigidamente simmetrico, dove sono soprattutto evidenziati interventi cromatici delle tende, sino alla torre aerodinamica e futurista, della colonia "Fara" di Chiavari.
Giuseppe Crosa di Vergagni, a differenza dei progettisti di scuola romana che si cimentano in sperimentazioni legate alle esperienze europee, continua a mantenere con la tradizione un rapporto serrato.
Infine, Luigi Carlo Daneri, allievo di Piacentini presso la scuola di Ingegneria a Roma, risalta come l'indiscusso protagonista delle vicende architettoniche genovesi. Egli realizza numerosi lavori, dalla Casa Littoria di Sturla alle Case Alte della Foce, all'interno delle quali, il riferimento a Le Corbusier è presente per tutto l'arco della propria attività. Egli è la figura di maggior prestigio ed autorevolezza, colui che porterà avanti nei decenni successivi con rigore critico e coerenza espressiva l'esperienza architettonica del movimento moderno in Liguria. I suoi riferimenti sono i protagonisti delle avanguardie internazionali (Gropius e Hilberseimer), ma è la grande scuola francese (Robert Mallet-Stevens e Andrè Lurcat) e in particolare la figura di Le Corbusier, con i suoi modelli, a influenzare profondamente e a connotare nell'arco della carriera professionale il suo linguaggio architettonico. Continuità, coerenza formale e verità strutturale sono le parole chiave in cui si riassumono i principi di modernità di Daneri. Egli ha saputo individuare nel razionalismo le basi di oggettività imprescindibili dall'atto progettuale: l'irriducibile fede in valori "immutabili", la visione di un'architettura intesa come servizio e non semplicemente come atto creativo individuale. Il funzionalismo ha costituito per Daneri la matrice imprescindibile di quello spirito di modernità al di fuori del quale – come usava ripetere – c'è solo "la marcia dei gamberi".
Dopo gli sconvolgimenti della seconda guerra mondiale, la cultura architettonica ligure subisce una profonda trasfigurazione: si abbandonano i temi dell'architettura celebrativa a favore di quello della "casa", intesa sia come edilizia economica popolare, sia come residenza rivierasca. Sul piano del

linguaggio architettonico, al rigore del neoclassicismo accademico e del razionalismo avanguardista si sostituisce l'attenzione per l'umanesimo di Alvar Aalto e un rinnovato interesse per l'edilizia minore.
Il quartiere residenziale INA Casa di Forte Quezzi a Genova di Daneri (1956-68), uno dei più consistenti e significativi episodi di edilizia popolare italiana del dopoguerra, conclude idealmente l'esperienza storica del razionalismo in Liguria.

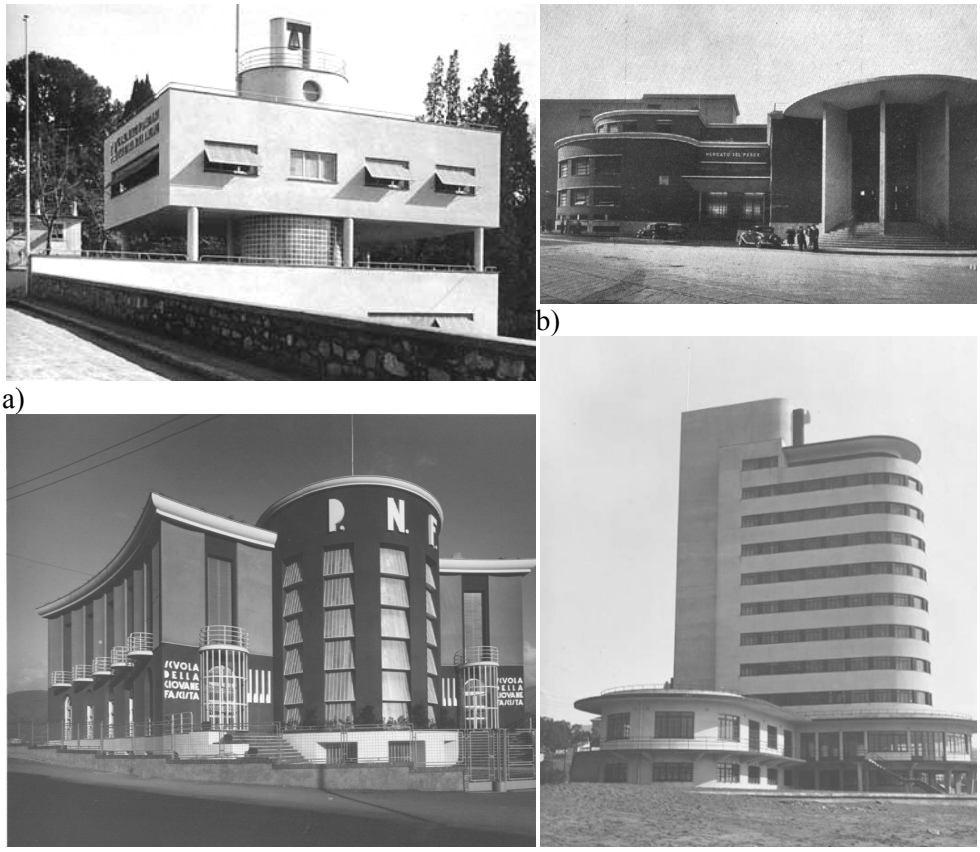


Figura 1. 3. a) Sede del gruppo rionale fascista Nicola Bonservizi (1938) di L.C. Daneri; b) Mercato del Pesce (1933) di M. Braccialini; c) Scuola della Gioventù Italiana del Littorio (1937) di C. Nardi Greco; d) Colonia marina Gustavo Fara (1935) di C. Nardi Greco

1.2.3. Il campione di edifici razionalisti in Liguria

La scelta del campione di edifici che in questo lavoro si intende prendere in considerazione è legata principalmente a quella produzione pubblica che appare stimolata, ispirata e sostenuta dall'azione di propaganda di una pagina come "La Specola delle Arti". Le prime opere di carattere razionalista progettate e realizzata per conto del Comune datano dal 1933-1934.
Tra le prime opere razionaliste si deve ricordare il Mercato di Pegli (1933), che reca la firma dell'ingegnere capo Mario Braccialini che rinvia subito, con la soluzione arrotondata e le pensiline a sbalzo dei corpi di testata, con le finestre a nastro, le ringhiere ed altri elementi allusivi dell'architettura della nave, al più rigoroso e aggiornato codice razionalista.
Contemporaneo al Mercato di Pegli è il Mercato del Pesce, che sembra richiamare nelle linee formali i progetti del "futurista" Angiolo Mazzoni con il corpo semicircolare d'ingresso, la pensilina fortemente aggettante, i setti radiali e la grande vetrata a tutt'altezza.
Nel 1930 Braccialini realizza un primo progetto di mercato rionale in via Toti a Marassi; insieme a Mario Angelini collabora per la progettazione della casa dello Studente (1934), a completamento della testa superiore della nuova strada-ponte di san Martino (l'attuale corso Gastaldi). Quest'opera manifesta esplicitamente l'adesione al codice razionalista evidente nelle sue numerose opere "di regime" tra cui la casa del Fascio di Zoagli e Campomorone e le sedi dei gruppi rionali fascisti Cavagnaro (Sestri Ponente) e Federico Florio (Genova).
Le opere più emblematiche del Razionalismo genovese, almeno tra quelle firmate da progettisti comunali, sono il Mercato dei Fiori e le Piscine d'Albaro, entrambe di Paride Contri. Il Mercato dei Fiori, costruito nel 1934, contestualmente alla copertura del Bisagno, venne demolito nel 1987 in attuazione del piano particolareggiato del centro direzionale di Corte Lambruschini. In questo edificio sono ripresi alcuni modelli canonici del razionalismo europeo come la pensilina, sorretta da esili pilotis, che con la sua linea d'ombra sottolinea l'andamento dell'organismo architettonico, e lo slancio verticale delle aperture nel corpo di testa. Analogo il caso delle Piscine, che presenta una facciata a Sud con vaste superfici vetrate, racchiusa tra due corpi

simmetrici semicircolari caratterizzati da finestrature a nastro. Il disegno delle ringhiere e dei serramenti, la grafica delle scritte in facciata, la futuristica torretta porta-antenna, concorrono a definire l'immagine coerente di un'architettura ispirata all'avanguardia razionalista.
Un'altra opera comunemente indicata come un paradigma nella storia del razionalismo genovese è la casa del Fascio di Sturla, sede del gruppo rionale fascista N. Bonservizi (1938), una delle più note esercitazioni razionaliste di Luigi Carlo Daneri. L'edificio prospetta su piazza Sturla (Genova), nonostante sia impostato undici metri più in basso; è diviso in due, nell'altezza, dal porticato a pilotis che affaccia sulla piazza. La scala ellittica che collega tutti i piani è denunciata dal volume sul terrazzo di copertura, su cui svetta la cella campanaria, e dall'involucro in vetrocemento dell'atrio porticato. Il bianco parallelepipedo staccato da terra per mezzo di pilotis, i tagli delle finestre a nastro, l'involucro vetrato ed incurvato dell'atrio, la plasticità del volume terminale della scala in copertura, tutto riporta alla Villa Savoye di Le Corbusier (Poissy, 1929-1931).
Nella rassegna delle opere di regime che si richiamano alla committenza espressa dal Comune di Genova, un certo rilievo assume, senza dubbio, la casa del Balilla (sede dell'Opera Nazionale Balilla, via Cesarea, 1930) di Giuseppe Crosa, un'opera lontana dallo spirito d'avanguardia ed anzi tradizionalmente risolta in un codice neo-rinascimentale, sia pure semplificato.
Altra opera di regime da annoverare per il suo interesse architettonico è la casa del Fascio di Genova Bolzaneto, realizzata tra il 1934 ed il 1936, con la caratteristica torre littoria che si sviluppa per 19 m oltre la sommità del corpo più basso dell'edificio.
La progettazione dell'ospedale Gaslini, da parte di Angelo Crippa, che inizia intorno al 1925 protraendosi fino al 1931, sposa un linguaggio moderno e d'avanguardia, come moderno e d'avanguardia vuole essere, sotto il profilo tecnico-medico, la struttura ospedaliera.
Di Vietti sono la stazione marittima Andrea Doria (1933), opera avanguardista, e la casa dei Pescatori alla Foce (1938), che segna una significativa incrinatura nel personale atteggiamento di questo architetto, allontanandolo dal codice razionalista.

Non lontano dalla casa dei Pescatori, è la sede del Regio Automobil Club d'Italia (RACI) di Camillo Nardi Greco e Lorenzo Castello, un'opera del 1939, inquadrabile come un'opera pubblica e di "regime". "Razionalisti" sono i pilotis della pensilina della stazione di servizio ed il taglio delle grandi aperture. E' ancora alla collaborazione con Castello che si deve riportare la soluzione architettonica della Scuola della Gioventù Italiana del Littorio (GIL) in corso Montegrappa (1937), dove il gioco concavo-convesso degli elementi di facciata, è risolto in chiave razionalista.
Di Nardi Greco, però, si ricordano soprattutto le colonie, per la risonanza che hanno nella propaganda di regime: due a Savignone (Renesso e Montemaggio, del 1933 e del 1937), una a Rovegno (1934), un'altra, a Chiavari (1935). Anche le colonie sembrano assumere nella cultura architettonica del moderno un ruolo fondamentale. Il carattere prevalentemente funzionale di questi edifici privilegia l'adozione di un linguaggio razionalista pur con alcune eccezioni; non mancano, infatti, richiami alla tradizione locale, soprattutto nelle colonie montane.
In Allegato A si riportano le immagini relative al campione di edifici adottato, compreso in un arco temporale che va dal 1930 al 1950 circa, localizzato in Liguria, suddiviso per Province e ordinato cronologicamente.

1.3. BIBLIOGRAFIA

Zevi B. (1973). *Storia dell'architettura moderna*, Torino, Ed. Einaudi.

Framton K. (1993). *Storia dell'architettura moderna*, Ed. Zanichelli.

Brunetti F. (1993). *Architetti e Fascismo*, Firenze, Ed. Alinea.

De Seta C. (1972). *La cultura architettonica in Italia tra le due guerre*, Bari, Ed. Laterza.

Danesi S., Patetta L. (a cura di) (1976). *Il razionalismo e l'architettura in Italia durante il fascismo*, saggi di V. Castronovo ... \et al.!. - Venezia : La biennale di Venezia - 203 p. : ill. ; 25 cm. (Pubbl. in occasione della Mostra tenuta a Venezia nel 1976).

Capomolla R., Mulazzani M., Vittorini R. (2008). *Case del Balilla. Architettura e Fascismo*, Milano, Ed. Electa.

Gimma G. (a cura di) (1992). *Il restauro dell'architettura moderna*. Atti del convegno e mostra Roma 14-16 maggio 1992, Beta Gamma editrice.

Poretti S. (1990). *Progetti e costruzione dei Palazzi delle Poste a Roma 1933-1935*, collana "Il modo di costruire", Edilstampa.

Rassegna Italiana politica letteraria e artistica, rivista mensile edita a Roma e diretta da Tomaso Sillani.

Periodico dell'associazione italiana per la documentazione e la conservazione degli edifici e dei complessi urbani moderni – Giornale Do.Co.Mo.Mo Italia, Direttore responsabile Sergio Poretti.

La costruzione moderna in Italia. Indagine sui caratteri originari e sul degrado di alcuni edifici, Edilstampa, Roma, 2001.

Iori T. (2001). *Il cemento armato in Italia*, Roma, Edilstampa - Il Modo di Costruire.

Barisione S., Fochessati M., Franzone G., Canziani A. (a cura di) (2004). *Architetture in Liguria dagli anni Venti agli anni Cinquanta*, Catalogo mostra, Abitare Segesta edizioni, Milano.

Cevini P. (1989). *Genova anni '30. Da Labò a Daneri*. Sagep Editrice, Genova.

Bostenaru Dan M., Pinho R. (2006). *Ca' redivivus: a project on the preservation of european historic reinforced concrete housing buildings - the*

concept. Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering. April 18-22, 2006, San Francisco, California, USA, Paper No.197.

Bostenaru Dan M., (2006) *Collaborative issues in retrofitting historical RC buildings*. Ca' Redivivus European Project.

Bostenaru Dan M. (2006). *Regression based criteria determining for preservation strategies of early RC buildings*. Federation Internationale du Beton. Proceedings of the 2nd International Congress, June 5-8, 2006, Naples, Italy.

Le Corbusier (1923). *Vers une architecture*, Les Editions G. Cres et Cie, Paris.

2

Modelli di valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in calcestruzzo armato

2.1. La valutazione della sicurezza per le costruzioni in calcestruzzo armato

La sicurezza strutturale degli edifici in calcestruzzo armato, ed in particolare delle architetture del Moderno, risulta una problematica di recente genesi; infatti, solo recentemente le valenze architettoniche del Razionalismo italiano sono diventate elementi di tutela ai sensi del Codice dei Beni Culturali.
Una tipologia strutturale che si pensava eterna, alla prova del tempo, ha messo in luce criticità connesse al degrado, al decadimento delle caratteristiche meccaniche e all'insufficienza dei dettagli costruttivi, rendendo il recupero o, semplicemente, la manutenzione delle architetture del Moderno in calcestruzzo armato un delicato ambito nel quale operare.
D'altra parte, gli edifici in calcestruzzo armato rappresentano ormai una consistente parte delle costruzioni esistenti sul territorio nazionale.
L'analisi del patrimonio edilizio, contestualizzato alla Liguria, basata su dati ISTAT (14° Censimento generale della popolazione e Censimento generale delle abitazioni - 21 Ottobre 2001 - Regione Liguria - Servizio Analisi Statistiche, Studi e Ricerche) fornisce utili informazioni relative all'epoca di costruzione e al materiale strutturale degli edifici. L'elaborazione riportata in Figura 2. 1 è relativa all'epoca di costruzione degli edifici sul territorio regionale mentre l'elaborazione in Figura 2. 2 riporta la suddivisione per materiale strutturale.

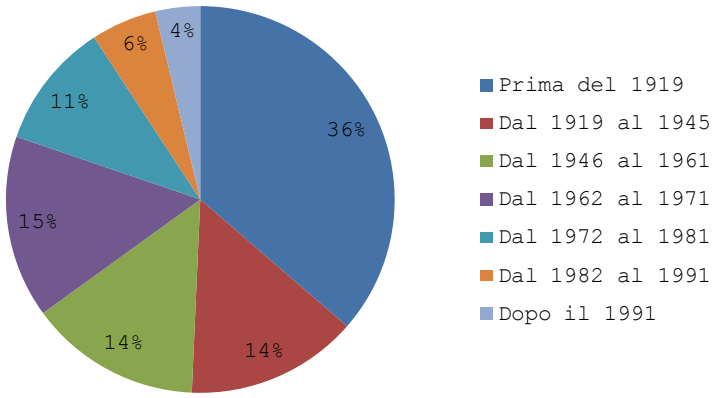


Figura 2. 1. Epoca di costruzione degli edifici - 14° censimento generale della popolazione e censimento generale delle abitazioni 2001 della Regione Liguria - Servizio Analisi Statistiche, Studi e Ricerche

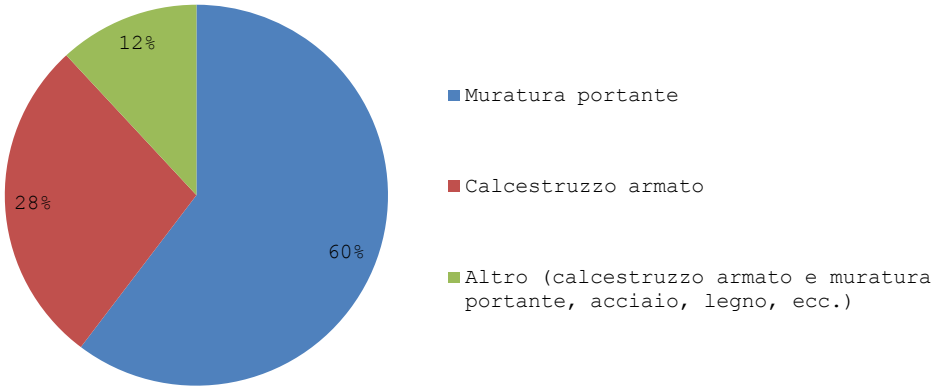


Figura 2. 2. Materiale strutturale degli edifici - 14° censimento generale della popolazione e censimento generale delle abitazioni 2001 della Regione Liguria - Servizio Analisi Statistiche, Studi e Ricerche

Si evidenzia, attraverso queste rielaborazioni, il peso notevole degli edifici in c.a. sul numero di edifici complessivo: su circa 250.000 manufatti esistenti in Liguria, circa 69.000 risultano avere una struttura portante in c.a. È evidente, già da questa prima suddivisione, l'importanza del problema della valutazione della sicurezza strutturale per questa tipologia di edifici.

Focalizzando poi l'attenzione sulla fascia temporale di interesse per il presente studio, ovvero "dal 1919 al 1945", e considerando anche le fasce temporali

prima e dopo, ovvero "prima del 1919" e "tra il 1946 ed il 1961", si riporta, per queste, la rielaborazione dei dati relativa al materiale strutturale (Figura 2. 3):

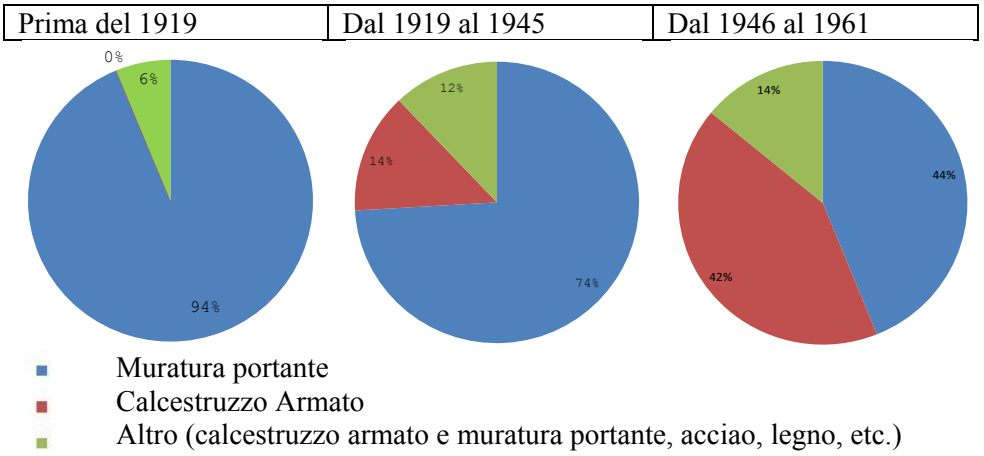


Figura 2. 3. Materiale strutturale degli edifici suddivisi per epoca di costruzione - 14° censimento generale della popolazione e censimento generale delle abitazioni 2001 della Regione Liguria - Servizio Analisi Statistiche, Studi e Ricerche

Sebbene la popolazione edilizia, nelle fasce temporali analizzate, veda ancora la muratura portante come il materiale strutturale prevalente, non si possono trascurare le percentuali, comunque significative di edifici con struttura in calcestruzzo armato.

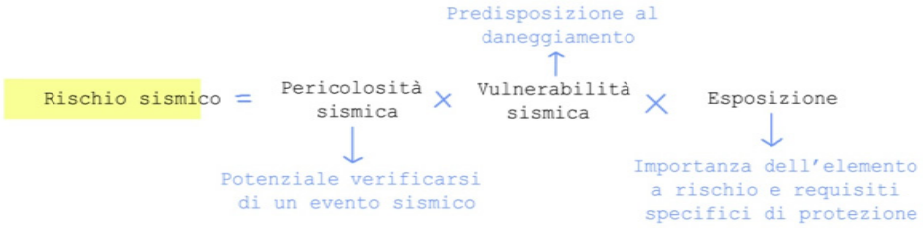
Sul totale di edifici esistenti in c.a. sul territorio ligure, si sottolinea, infine, come più del 7% siano stati realizzati tra il 1919 ed il 1945, che corrisponde al periodo in cui si diffuse e consolidò il movimento architettonico del Razionalismo Italiano.

La necessità di valutare l'efficienza strutturale degli edifici esistenti in c.a. richiede, però, la definizione di metodologie e strumenti di riferimento teorici ed operativi specifici, che sappiano tenere conto delle peculiarità proprie di questo patrimonio architettonico. Si è, infatti, ormai consolidata la consapevolezza che per tali costruzioni, a maggior ragione se di interesse storico, come nel caso degli edifici del Razionalismo Italiano, sia necessario adottare metodi diversi, sia da quelli utilizzabili per le strutture antiche in

muratura, sia da quelli proposti per gli edifici esistenti in c.a., che comunque presuppongono un comportamento strutturale che non sempre viene garantito per le carenze di alcune tecniche costruttive utilizzati nei primi anni del Novecento.
Inoltre, la sicurezza strutturale di un qualsiasi manufatto, oggi, non può prescindere dalla risposta alle azioni sismiche, ovvero, presuppone necessariamente la valutazione del rischio sismico a cui può essere soggetto.

2.1.1. La vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in calcestruzzo armato

L'unica possibilità per mitigare il rischio sismico in un dato territorio è, a parità di esposto vulnerabile, intervenire per ridurre la vulnerabilità. Il "rischio" può essere, infatti, definito, in termini probabilistici, come le "perdite attese" in un determinato sito o area caratterizzato da un fissato esposto vulnerabile, a seguito di un fenomeno naturale, caratterizzato da una definita probabilità di accadimento.



Se l'hazard è inteso come la probabilità di verificarsi di un qualsiasi fenomeno fisico in grado di produrre effetti negativi o danni sulle attività ed insediamenti umani, è evidente che assume particolare rilevanza l'individuazione, e quindi la successiva riduzione, degli elementi vulnerabili.
In questo senso, il concetto di vulnerabilità può essere esteso, non solo ai singoli elementi che possono collassare a causa dell'azione sismica, ma anche agli effetti che il loro collasso o danneggiamento determinano sulla funzionalità di altri elementi.
La vulnerabilità sismica degli edifici si basa essenzialmente su due fattori:

- l'esame delle condizioni attuali della struttura, in termini di danni pre-esistenti o di degrado dei materiali costituenti i diversi elementi strutturali;
- la stima della potenziale danneggiabilità, che può derivare da deficienze generali nella concezione dell'opera, da una configurazione architettonica-strutturale inappropriata, da difetti di progettazione o esecuzione.

Nella valutazione di questi fattori, che determinano il livello di vulnerabilità, il primo aspetto da considerare è la "conoscenza", che riveste un ruolo fondamentale. Per gli edifici esistenti in c.a., le proprietà meccaniche dei materiali, la geometria e i dettagli costruttivi, i carichi permanenti da considerarsi nelle analisi sono definiti, e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile, dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dall'affidabilità delle stesse.

2.1.2. Le problematiche degli edifici esistenti in calcestruzzo armato con particolare riferimento alle costruzioni degli anni '30-'40

Gran parte delle costruzioni in calcestruzzo armato presenti sul territorio nazionale, così come quelle del Razionalismo Italiano, sono caratterizzate da una notevole vulnerabilità nei confronti delle azioni sismiche.
Varie sono le cause che determinano la maggiore vulnerabilità di tali strutture nei confronti delle azioni sismiche, ma in primo luogo, essa dipende dal tipo di progettazione adottata, che prendeva in considerazione i soli carichi verticali. Già da un punto di vista qualitativo, tali manufatti possono danneggiarsi significativamente a seguito di un terremoto, anche di moderata intensità, poiché non sono stati concepiti per resistere alle azioni orizzontali, ma l'assenza di adeguati dettagli strutturali ed il mancato rispetto di regole specifiche di progettazione antisismica rappresentano una criticità che porta inevitabilmente al collasso per terremoti violenti.
A questo si deve aggiungere la diversa pericolosità sismica del territorio italiano in funzione degli studi di pericolosità sismica (INGV, 2006): oggi, infatti, le

N.T.C. 2008 non prevedono più zone non classificate sismicamente e definiscono, per ogni punto del territorio nazionale, su una maglia quadrata di 5 km di lato, indipendentemente dai confini amministrativi comunali, un valore di pericolosità di base.
Oltre agli edifici realizzati senza alcun criterio antisismico, vi sono quelli realizzati tenendo conto delle prime normative antisismiche, assai diverse da quelle attuali, sostanzialmente inadeguate a garantire livelli di sicurezza oggi richiesti rispetto allo stato limite di salvaguardia della vita ed allo stato limite di danno.
Per quanto riguarda le costruzioni realizzate tra il 1930 ed il 1940, inoltre, non si può trascurare il fatto che le strutture riflettano lo stato delle conoscenze del tempo. Sebbene la tecnica costruttiva del conglomerato cementizio armato avesse subito una notevole evoluzione, rispetto alle prime realizzazioni, in quegli anni permangono ancora incertezze e carenze di ordine tecnologico-costruttivo. Le prime realizzazioni in c.a., legate alla diffusione dei brevetti, presentavano caratteristiche dei materiali, calcestruzzo e acciaio, diverse da quelle oggi adottate e, allo stesso tempo, dettagli costruttivi, legati principalmente alla dimensione e disposizione dei ferri di armatura, che non garantiscono la capacità della struttura di sviluppare risorse oltre il campo elastico, così come oggi prescritto dalla normativa. Molte di queste carenze permangono e si riscontrano negli edifici oggetto del presente studio, rendendo di primaria importanza la valutazione della sicurezza per questi manufatti.
A queste problematiche si connette anche la possibilità di errori insiti e non palesi nell'impostazione del progetto strutturale, nonché nella successiva realizzazione.
Infine, tra le problematiche degli edifici esistenti in c.a., con particolare riferimento alle costruzioni degli anni '30-'40, si evidenzia la possibilità di riscontrare un avanzato stato di degrado e/o di alterazione della situazione originaria, che può compromettere la sicurezza strutturale, già in condizioni statiche. Quest'ultimo aspetto si permea di importanti valenze per il patrimonio architettonico oggetto del presente studio, sia per il rilevante arco di tempo trascorso dalla realizzazione (più di 80 anni), sia per la dismissione che molte volte è seguita al venir meno delle funzioni/attività che si svolgevano all'interno (e.g.: Colonie, Case del Fascio, etc.), sia, infine, per le sostanziali

trasformazioni che tali manufatti hanno subito per l'adeguamento resosi necessario per accogliere eventuali nuove destinazioni d'uso.

2.2. MODELLI PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DEGLI EDIFICI IN CALCESTRUZZO ARMATO

L'analisi di rischio rappresenta il passaggio fondamentale per stabilire la correlazione tra pericolosità e vulnerabilità fisica delle strutture, al fine della definizione di scenari di danno.
I modelli di vulnerabilità possono essere applicati su singoli edifici o a larga scala. In quest'ultimo caso, l'analisi, che viene estesa a livello territoriale, impone l'adozione di modelli semplificati, ma allo stesso tempo affidabili, basati su pochi parametri facilmente reperibili in fase di rilievo e assume un significato probabilistico, in quanto permette di valutare la probabilità di avere determinate conseguenze sull'intera popolazione di costruito in esame. La valutazione tramite un modello semplificato risulta di fondamentale importanza, sia per il singolo professionista, che può avere, dall'applicazione del modello, una preliminare valutazione del manufatto di cui si appresta ad effettuare una valutazione di dettaglio (in vista di un eventuale progetto di intervento), sia per le Pubbliche Amministrazioni, per definire, in presenza di un campione numeroso di edifici, liste di priorità, per allocare le risorse economiche, sempre molto esigue, a mirati interventi di miglioramento o adeguamento sismico.
I modelli di vulnerabilità proposti in letteratura, possono essere sostanzialmente ricondotti alle seguenti categorie:

- Modelli tipologici-osservazionali, basati su dati osservati a seguito di eventi sismici pregressi; possono essere basati sulla definizione di un indice di vulnerabilità (relativo a diverse classi di manufatti).
- Modelli meccanici, basati su modelli meccanici propri di analisi a livello del singolo manufatto, individuano la risposta strutturale di classi di edifici in termini di curve di capacità o parametri di resistenza e consentono di utilizzare un input sismico in forma spettrale.

2.2.1. Modelli tipologici e modelli meccanici

I metodi tipologici-osservazionali si basano su dati di danno e vulnerabilità osservata e sono normalmente calibrati sull'utilizzo di database esistenti. Tali metodi prevedono, in generale, la definizione di Matrici di Probabilità di Danno (DPM) dalle quali ottenere curve di vulnerabilità, rappresentative di una classe di edifici a comportamento omogeneo. Una Matrice di Probabilità di Danno è una matrice che esprime la risposta sismica di un gruppo di edifici, attraverso la distribuzione statistica del danno sui gradi stabiliti, per diversi valori di intensità. Una curva di vulnerabilità rappresenta la correlazione tra input sismico, espresso spesso in termini di intensità macrosismica, e grado di danno medio, in funzione della vulnerabilità della classe di edifici considerata. L'intensità macrosismica, per descrivere l'azione del terremoto, è frequentemente utilizzata quando si esaminano classi di edifici o interi insediamenti. Attraverso le scale macrosismiche europee (MM - Whitman *et al*., 1973; Chandra&Gupta, 1981; Benedetti & Vitiello, 1978. MSK - Karnik et al., 1984; Braga et al., 1982; Sandi, 1984. EMS - Grunthal, 1998) si può ottenere una stima dell'intensità media, in una zona colpita, direttamente dal danneggiamento osservato.
A differenza dei metodi meccanici, che valutano la vulnerabilità di un singolo edificio attraverso il reperimento di dati geometrici e meccanici, necessari all'implementazione del modello di vulnerabilità (seppur semplificato), i metodi tipologici valutano la vulnerabilità, basandosi sulla definizione di classi a cui sono associate una Matrice di Probabilità di Danno o una curva di vulnerabilità, definita sulla base dell'elaborazione statistica dei dati post-terremoto causati da eventi passati osservati sulle diverse classi di edifici (analisi a posteriori). Con questo approccio, associando ogni edificio ad una classe, gli si assegna automaticamente la relativa curva di vulnerabilità o Matrice di Probabilità di Danno.
Nei modelli meccanici, invece, il danno è valutato in maniera meccanico-analitica; esso è associato al raggiungimento di uno stato limite che può essere identificato dal raggiungimento di una rotazione limite o di un meccanismo di collasso della struttura, mentre l'azione è generalmente espressa in termini di quantità spettrali come ad esempio la PGA (Peak Ground Acceleration). Gli

approcci meccanici in termini di capacità di spostamento (displacement based design) descrivono la risposta della struttura al crescere della severità dell'input sismico, e quindi, dell'evoluzione della risposta in campo non lineare, attraverso curve di capacità, espresse in termini di rigidezza, resistenza e spostamento ultimo ammissibile e associate a tipologie costruttive o gruppi di edifici omogenei per comportamento nei riguardi del sisma. Le curve di capacità rappresentano il diagramma taglio alla base - spostamento di un sistema ad un grado di libertà, equivalente alla struttura, e vengono confrontate con la domanda sismica, espressa in termini di spettro di risposta nella forma accelerazione-spostamento. La definizione del Performance Point, punto di intersezione tra curva di capacità e domanda, dipende dalla metodologia di verifica che si vuole adottare individuandola tra quella che utilizza spettri anelastici (Fajfar, 2000) e quella che prende in considerazione spettri sovrasmorzati. A prescindere dal metodo l'individuazione del Performance Point consente, una volta che questo venga correlato con gli stati limite di riferimento di capire la capacità residua del manufatto a seguito di un predeterminano evento sismico.

Per la definizione di un modello di vulnerabilità che possa tener conto delle caratteristiche proprie degli edifici del Razionalismo Italiano, che è l'obiettivo del presente studio, si è fatto riferimento, come base di partenza, al Modello Macrosismico (Giovinazzi e Lagomarsino, 2004).

La scelta di adottare, nella mia ricerca, un modello di tipo macrosismico, rispetto ad uno meccanico, risulta legato a tre principali aspetti.

In primo luogo i modelli di tipo meccanico basano la loro attendibilità sulla conoscenza di parametri meccanici che sono difficilmente determinali a livello semplificato per gli edifici che costituiscono il campione dello studio in oggetto (Razionalismo Italiano). Nel caso ci si riferisca a modelli che valutino la capacità strutturale in termini sia di resistenza, sia di spostamento, la limitata conoscenza strutturale di tale tipologia rende poco realistico l'applicazione di metodi che sono proposti per edifici "meccanicamente controllati". Se in particolare si analizzano le metodologie che si rifanno al displacement based design, seppur l'evoluzione della risposta in campo non lineare risulti l'approccio ad oggi più affidabile in termini di progettazione di un nuovo manufatto, nel caso di edifici esistenti può risultare non a favore di sicurezza

quando il comportamento degli edifici in questione è caratterizzato da limitata duttilità. La criticità non risiede tanto nella definizione di curve di capacità tipologiche, ma nella scelta degli stati limite di riferimento e dei livelli di sicurezza accettabili.
Adottare un modello di tipo macrosismico permette, inoltre, di valutare la vulnerabilità sismica tenendo conto di aspetti legati alla tipologia del costruito in esame, che può risultare caratterizzato da elementi architettonici in grado di modificare la risposta sismica. Il modello macrosismico, infine, utilizza come parametro di input l'intensità macrosismica, che consente di non perdere le informazioni presenti nei cataloghi sismici storici. Per il campione di edifici oggetto del presente studio, risulta di fondamentale importanza, per quanto detto sino ad ora, recuperare il dato storico connesso ad eventi sismici passati, che possono aver interessato i manufatti.

2.2.2. Il modello macrosismico

Come già esposto in precedenza, il modello Macrosismico utilizza come parametro di "input" l'intensità macrosismica, che, oltre ad essere un importante parametro di riferimento per poter disporre delle informazioni presenti nei cataloghi di sismicità storica, contiene già nella sua stessa definizione una quantificazione dei danni provocati dai terremoti. Le moderne scale di intensità macrosismica, in particolare la EMS-98 (European Macroseismic Scale), valida per tutto il territorio europeo, contengono una chiara definizione delle tipologie edilizie e una descrizione della distribuzione dei danni correlati a ciascun grado di intensità. In altri termini, se le scale di intensità macrosismica si propongono di misurare la severità di un terremoto, a partire dai danni osservati, allo stesso tempo, possono fornire, a partire dall'intensità, una distribuzione del danno probabile, e, quindi, contengono implicitamente un modello di vulnerabilità, anche se non perfettamente definito.
Il Modello Macrosismico è stato sviluppato per il costruito ordinario introducendo un indicatore sintetico, l'Indice di vulnerabilità V ($0 \leq V \leq 1$), che misura la propensione di una struttura a danneggiarsi se colpita da un terremoto. I valori prossimi a 1 sono associati alle costruzioni più vulnerabili, mentre quelli

prossimi a 0 rappresentano quelle caratterizzate da un buon livello di progettazione antisismica.
L'applicazione del modello prevede una prima suddivisione tipologica del costruito, cui è attribuito un indice di vulnerabilità medio (V_0) associato alla tipologia di appartenenza. La classificazione prevista dalla EMS-98 distingue le costruzioni in funzione del materiale della struttura: muratura, calcestruzzo armato, acciaio e legno. Per ciascuna categoria sono quindi individuate differenti tipologie costruttive, così come riportato in Tabella 2. 1:

Tabella 2. 1. Indice di vulnerabilità tipologico

Tipologia		Tipologia di edifici	Indice di vulnerabilità		
			V^-	V_0	V^+
Muratura	M1	Pietre arrotondate	0.81	0.873	0.98
	M2	Mattoni	0.687	0.84	0.98
	M3	Pietra	0.65	0.74	0.83
	M4	Pietra massiccia	0.49	0.616	0.793
	M5	U Muratura (vecchi mattoni)	0.65	0.74	0.83
	M6	U Muratura – solai in c.a.	0.49	0.616	0.79
	M7	Muratura armata/confinata	0.33	0.451	0.633
Calcestruzzo armato	RC1	Telaio in c.a. (senza E.R.D.)	0.49	0.644	0.8
	RC2	Telaio in c.a. (moderato E.R.D.)	0.33	0.484	0.64
	RC3	Telaio in c.a. (alto E.R.D.)	0.17	0.324	0.48
	RC4	Pareti di taglio (senza E.R.D.)	0.367	0.544	0.67
	RC5	Pareti di taglio (moderato E.R.D.)	0.21	0.384	0.51
	RC6	Pareti di taglio (alto E.R.D.)	0.047	0.224	0.35
Acciaio	S	Strutture in acciaio	0.17	0.324	0.48
Legno	W	Strutture in legno	0.207	0.447	0.64

Per le costruzioni in muratura sono considerate sette tipologie in funzione della qualità del materiale muratura; per le costruzioni in calcestruzzo armato le costruzioni sono distinte in relazione al sistema sismo-resistente (telaio o pareti di taglio) ed al livello di progettazione anti-sismica adottato (E.R.D. - Earthquake Resistance Design).
Nel caso si disponga di ulteriori informazioni sulle caratteristiche costruttive, la vulnerabilità di ogni gruppo può essere affinata tramite punteggi parziali

associati a modificatori di comportamento (V_{mk}), legati alle caratteristiche costruttive e strutturali.
L'indice di vulnerabilità, V, risulta così definito:

$$V = V_0 + \Delta V_{mk} \tag{2.1}$$

Ai modificatori proposti nella scala macrosismica EMS-98, sono stati aggiunti (Giovinazzi e Lagomarsino, 2004) parametri relativi alle trasformazioni che possono essere state fatte sulle strutture, quali sopraelevazioni e ampliamenti, che incidono particolarmente sulla risposta strutturale sismica.
I modificatori ed i loro punteggi, relativi alle costruzioni in calcestruzzo armato, sono quelli riportati nella
Tabella 2. 2 e nella Tabella 2. 3:

Tabella 2. 2. Modificatori di comportamento per gli edifici in calcestruzzo armato

Modificatore di comportamento	CALCESTRUZZO ARMATO			
	Livello di Progettazione antisismica	Nullo	Moderato	Alto
Stato di manutenzione	Buono	-	-	-
	Discreto	+ 0,04	+0,02	0
Numero di piani	Basso (1-3)	- 0,02	-0.02	-0,02
	Medio (4-5)	0	0	0
	Alto (6 o più)	+ 0,08	+0,06	+0,04
Irregolarità in pianta	Geometria	+ 0,04	+0,02	0
	Distribuzione masse	+ 0,02	+0,01	0
Irregolarità in altezza	Geometria	-	-	-
	Distribuzione masse	+ 0,04	+0,02	0
Edifici in aggregato: posizione in pianta	Giunto sismico insufficiente	+ 0,04	0	0
Fondazioni	Platea	- 0,04	0	0
	Travi collegate	0	0	0
	Plinti	+ 0,04	0	0
Vulnerabilità localizzate	Colonne tozze	+ 0,02	+0,01	0
	Bow - windows	+ 0,04	+0,02	0

Tabella 2. 3. Modificatori di comportamento relativi alle trasformazioni

Modificatore di comportamento	Parametro	Punteggio
Ampliamento	Totale in altezza	0
	Parziale in altezza	+0,02
	Materiale omogeneo	+0,02
	Materiale disomogeneo (struttura condivisa)	+0,04
	Materiale disomogeneo (strutture autonome)	+0,02
	Solai sfalsati	+0,02
Sopraelevazione	N° piani sopr./N°piani totali	Sop. Tot. / 1-2 / 3-5 / 6 1 / +0,04 / +0,02 / 0 2 / - / /
	Continua con materiale omogeneo	0
	Continua con materiale disomogeneo	+0,01
	Irregolare strutturale	+0,02
	Totale in altezza	0
	Parziale in altezza	+0,02

L'indice di vulnerabilità, così ottenuto, consente di definire una graduatoria di vulnerabilità, relativa alla popolazione di edifici presa in esame, e di individuare una relazione analitica tra input sismico e danno.

Ad ogni valore di V è associata una curva di fragilità, che correla il fattore di danno al picco di accelerazione dell'input sismico atteso.

La misura del danno è un tema cruciale in un'analisi di vulnerabilità ed è argomento molto dibattuto. Nella scala EMS-98, è rappresentato in forma discreta attraverso 6 livelli di danno: danno nullo, danno trascurabile o lieve, danno moderato, danno grave, danno molto grave e distruzione. A partire da questa impostazione, nella scala EMS-98, per ogni classe di vulnerabilità, l'intensità macrosismica può essere stimata partendo da un livello di danno,

fornito dalle Matrici di Probabilità di Danno (DPM), che valutano la quantità di danno presente attraverso i termini "Few", "Many" e "Most".
Per superare l'incompletezza del metodo, che contempla solo le situazioni più comuni e facilmente osservabili, è stato necessario rappresentare le DPM attraverso una distribuzione di probabilità, quale la legge binomiale, la quale è funzione del solo danno medio (*d*), ovvero il danno che può avvenire con una probabilità del 50% per un determinato stato limite.
Per superare poi l'incertezza legata all'uso dei termini linguistici "Few", "Many" e "Most" e tradurli in precisi valori probabilistici modellati come intervalli di probabilità, è stata poi utilizzata la teoria *fuzzy*[1], che ha offerto una soluzione al problema, attraverso la definizione di limiti superiori ed inferiori del danno atteso.
Quindi, impiegando il solo parametro del danno medio è possibile descrivere l'intera distribuzione del danneggiamento per ciascuna classe e per ciascun grado di intensità.
Rappresentando, dunque, per ciascuna classe di vulnerabilità, i valori del danno medio al variare dell'intensità, si ottengono delle curve, definibili curve di vulnerabilità, che mediante interpolazione permettono di ottenere un'equazione, funzione del solo indice vulnerabilità, che correla l'input sismico, in termini di intensità macrosismica, con il danno, rappresentato dal danno medio della distribuzione binomiale.
In altre parole, una volta valutato l'indice di vulnerabilità, si ricava analiticamente il danno medio, per una prefissata intensità *I*, ottenendo così la distribuzione del danno tramite la funzione di distribuzione binomiale.

[1] La teoria fuzzy, spesso proposta per i metodi di valutazione del rischio sismico, permette di stimare il valore massimo e minimo del danno atteso (Bernardini 1997, Bernardini 2000). Secondo la teoria fuzzy le definizioni qualitative possono essere interpretate attraverso una funzione di appartenenza χ (Dubois, 1980). La funzione di appartenenza definisce l'appartenenza di un singolo valore di un certo parametro ad uno specifico intervallo; quando $\chi=1$ il parametro appartiene (sicuramente) all'intervallo, quando è compresa tra 0 ed 1 indica che il valore del parametro è possibile che appartenga all'intervallo, mentre se $\chi=0$, il parametro non appartiene all'intervallo.

Il Modello Macrosismico propone quindi delle curve di vulnerabilità, espresse in forma analitica, che correlano l'intensità macrosismica I, al danno medio μ_D, al variare dell'indice di vulnerabilità V.

2.3. LA RISPOSTA SISMICA DEI TELAI TAMPONATI

Di particolare interesse è parso essere l'approfondimento delle conoscenze relative all'influenza della distribuzione delle tamponature nell'ambito dello studio della risposta alle azioni sismiche degli edifici a telaio in c.a.
Infatti, negli edifici con struttura portante costituita da telai in c.a., i pannelli di tamponamento sono in grado di modificare la risposta sismica globale. Negli edifici del periodo Razionalista, in modo particolare, il ruolo dei tamponamenti risulta estremamente importante in virtù del fatto che le strutture non sono progettate per resistere al sisma, ed ancor più per la particolare tipologia della muratura perimetrale realizzata spesso in mattoni pieni. Per questo motivo, nell'ambito del presente studio, l'influenza dei tamponamenti nella risposta sismica globale è stato uno dei parametri indagati, al fine di tenerne opportunamente conto nel modello di vulnerabilità.

Figura 2. 4. Esempi di edifici Razionalisti con paramenti di tamponamento in mattoni pieni: a) Colonia marina Gustavo Fara (1935) di C. Nardi Greco; b) Casa del fascio di Genova Bolzaneto (1934); c) Scuola della Gioventù Italiana del Littorio (1937) di C. Nardi Greco; d) Ristorante San Pietro (1935) di Mario Labò

A causa della loro rigidezza, le tamponature possono altresì originare configurazioni irregolari, che influenzano la conformazione strutturale (ad esempio generando torsioni in pianta e meccanismi di piano soffice in altezza). Appare chiaro, quindi, come trascurare la presenza dei tamponamenti in sede di progetto e di verifica, possa alterare l'affidabilità delle analisi, in quanto non si

terrebbe conto di possibili meccanismi di collasso che potrebbero essere generati dalla loro presenza, come, ad esempio, la rottura a taglio di un pilastro parzialmente confinato per la presenza di tamponamenti di limitata altezza (ad es. finestre a nastro).
E' pur vero che la modellazione di questi elementi è assai complessa, perché condizionata da diversi fattori tutti interconnessi. Le difficoltà di valutazione della tamponatura, già elevate in sede di progetto del nuovo, diventano maggiori se si deve valutare il comportamento di un edificio esistente, per il quale, molte delle variabili in gioco, relative a modalità e qualità di esecuzione restano incognite.
I tamponamenti contribuiscono in modo sostanziale sulla rigidezza globale del manufatto, sulla capacità di dissipare energia ed sull'innesco di meccanismi di crisi locale o globale, pertanto è opportuno valutarne la presenza, soprattutto in virtù dell'accentuato modo con cui essi governano la risposta dinamica della struttura.
Tra gli effetti sismici negativi che possono essere dovuti all'interazione tra il pannello murario e telaio in calcestruzzo, si possono citare:

- distacco dal telaio e caduta delle tamponature a causa di un meccanismo fuori piano correlato a una connessione non adeguata;
- formazione di meccanismi di piano debole, a causa della irregolare distribuzione delle tamponature;
- rottura localizzata e fragile dei pilastri per la presenza di uno sforzo di taglio dovuto alle tamponature.

2.3.1. Disposizioni normative

La prima normativa che tiene conto della presenza dei tamponamenti all'interno dei telai in c.a. è il Regio Decreto Legislativo 23 marzo 1935 n. 640 "Norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti". All'art. 30, infatti, definisce telai irrigiditi "da robuste pareti di mattoni pieni e malta cementizia", riducendo del 50% la forza sismica sui telai non irrigiditi e riportando su quelli irrigiditi l'altro 50%.

Il D.M. 3 marzo 1975, "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche", introduce nuovi approcci teorici al fenomeno, resi possibili dalla disponibilità dei nuovi strumenti di calcolo. Le forze sismiche vengono definite dallo "spettro di risposta" in funzione del periodo proprio della struttura, ed è introdotto l'impiego di analisi dinamiche. In controtendenza con la legge del 1935 però, non si tiene più conto del contributo dei muri di tamponamento.
I terremoti del Friuli (1976) e dell'Irpinia (1980), mostrarono, però, l'insufficienza dell'approccio, poiché edifici in c.a., formalmente in regola con le norme del '75, si dimostrarono inadeguati a rispondere all'azione sismica. Le tamponature talvolta salvarono le strutture, in altri casi le danneggiarono: risultò allora evidente quanto i dettagli costruttivi siano determinanti per la duttilità della struttura e quindi per la riserva ultima che può evitare il collasso e la conseguente perdita di vite umane. Si dovette attendere la fine degli anni '90, cioè a 40 anni dai primi studi pubblicati da Polyakov (1958) e a 30 anni dall'intuizione di Stafford-Smith della teoria del "puntone equivalente" (1966), meglio descritta nel seguito (§2.3.2), affinché le normative nazionali ed internazionali, avendo conseguito sufficienti conferme teoriche e sperimentali, prendessero formalmente in considerazione l'effetto delle tamponature ai fini sismici.
Il 16 gennaio 1996 il Ministero dei Lavori Pubblici emanò il Decreto "Norme Tecniche per le Costruzioni in Zone Sismiche" cui fece seguito, nell'Aprile 1997 la relativa Circolare esplicativa n. 65. Per valutare il contributo che le tamponature offrono alla resistenza ai carichi laterali delle strutture in c.a., la norma italiana adotta, per le nuove costruzioni, lo schema a puntone equivalente.
In particolare, la normativa italiana tratta il tema delle tamponature al punto C.9.6.1 del Decreto Ministeriale: "Si deve anche tener conto della presenza di quegli elementi non strutturali che, attese le caratteristiche di rigidezza e di resistenza, possono contribuire in maniera significativa all'assorbimento delle azioni sismiche o che comunque possono modificare sensibilmente il comportamento globale della sola ossatura portante. Di tali elementi deve essere considerato anche l'eventuale effetto locale connesso con il loro collegamento agli elementi strutturali principali".

Quindi, la Circolare, nell'Allegato 2 "Interazione fra i telai e pannelli murari di tamponatura", dopo aver affermato che "Il comportamento laterale di un telaio piano risente fortemente dell'effetto di interazione prodotto dalle tamponature presenti nel piano del telaio stesso, purché queste siano efficacemente collegate", dà semplici prescrizioni sulle condizioni da soddisfare per poter fare affidamento su tale effetto:

- rapporti dimensionali fra i lati del pannello tamponato (compreso tra 0.5 e 2);
- rapporto di snellezza del pannello (altezza/spessore non deve essere superiore a 20);
- assenza di aperture, se non opportunamente riquadrate con telai in c.a.;
- posizionamento del pannello nel piano medio del telaio;
- consistente realizzazione dei giunti fra gli elementi travi-pilastri del telaio;
- accurata connessione pannello-telaio.

Nel 1998, la normativa europea Eurocodice 8 UNI ENV 1998 "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture", pur non addentrandosi in prescrizioni sull'uso di formule o schemi di calcolo definiti, recepisce il concetto che la tamponatura partecipa, a certe condizioni, al comportamento complessivo della costruzione, ma pone l'accento su quanto questa partecipazione possa influenzare anche negativamente la struttura principale.

Prescrive, pertanto, che l'interazione pannello-telaio venga attentamente valutata, individuando in particolare le azioni, non prima considerate, cui possono essere sottoposti gli elementi dell'intelaiatura: trazione sui pilastri, nel caso di schiacciamento agli angoli dei puntoni, e taglio su travi e pilastri. In particolare, vengono considerate le caratteristiche dei tamponamenti, come la presenza di finestre a nastro, tamponamenti parziali o tamponamenti assenti in alcuni telai dell'edificio, che possono indurre gravi indebolimenti complessivi della struttura con la creazione di piani deboli, colonne tozze, gravi irregolarità in pianta o in elevato.

Inoltre, al punto 2.9.6, "Limitazione del danno nelle tamponature" stabilisce che, fatta eccezione per le zone a bassa sismicità, "misure appropriate devono

essere predisposte per evitare la rottura fragile o la disintegrazione prematura della tamponatura, così come l'espulsione fuori dal piano dei singoli blocchi".
Questi concetti vennero ripresi dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" (aggiornata con la n. 3431 del 3 maggio 2005).
L'O.P.C.M. del 2003 segna il passaggio ad una normativa di nuova concezione, ovvero da norme puramente prescrittive si passa a norme basate su una impostazione prestazionale.
Sul tema dei tamponamenti, l'Ordinanza non riporta indicazioni specifiche che permettano di tenere conto delle tamponature nella modellazione degli edifici, pur riconoscendo ad esse un ruolo importante per il comportamento delle strutture. Si stabilisce la necessità di inserire nei calcoli le tamponature in grado di offrire una rigidezza significativa, per la cui valutazione la norma stabilisce i criteri da applicare.
Per distribuzioni di tamponamenti fortemente irregolare in pianta, gli effetti sulla distribuzione delle forze sono tenuti in conto incrementando l'eccentricità accidentale. Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, gli sforzi di taglio da considerare per la parte del pilastro priva di tamponamento, vanno calcolati considerando l'altezza del pilastro pari alla lunghezza della parte priva di tamponatura.
In zone sismiche 1, 2 e 3 devono, inoltre, essere adottate misure atte ad evitare collassi fragili e prematuri dei pannelli di tamponamento esterni e la possibile espulsione di elementi di muratura fuori dal piano del pannello stesso.
Infine, il Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni", e la relativa Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009, con le "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. del 14 gennaio 2008", risulta avere un impianto innovativo nei contenuti e nell'approccio progettuale.
A superamento della zonazione del rischio sismico in 4 categorie, ad ogni coordinata del territorio nazionale viene associata una caratterizzazione sismica espressa in accelerazione al sito a_g e in parametri definiti su basi sperimentali e probabilistiche, da utilizzare per definire lo spettro di risposta del sito di

interesse. La norma prescrive la verifica delle costruzioni per i diversi stati limite e in funzione della destinazione d'uso.
Inoltre, viene data particolare attenzione alle opere strategiche e sensibili e perseguita una nuova filosofia progettuale basata sui seguenti aspetti:

- semplicità strutturale;
- uniformità, simmetria ed iperstaticità;
- resistenza e rigidezza bidimensionale;
- resistenza e rigidezza torsionale;
- resistenza e rigidezza dell'impalcato;
- adeguata fondazione.

Per quanto riguarda le tamponature, la norma ha un approccio radicalmente mutato rispetto a quello del 1997 e tratta l'argomento in riferimento principalmente alle strutture nuove: per queste, le istruzioni forniscono dei criteri per tener conto dell'influenza dei pannelli sia dal punto di vista della regolarità strutturale che da quello dell'aumento dell'entità dell'azione sismica dovuto all'inevitabile incremento di rigidezza globale che la presenza di tamponatura comporta. Il controllo richiesto avviene poi in fase di verifica tenendo sotto controllo l'entità degli spostamenti di interpiano.
Infine, viene imposto che le tamponature stesse non interferiscano in alcun modo con la struttura e che non costituiscano pericolo esse stesse.

2.3.2. Recenti studi sull'effetto irrigidente dei tamponamenti all'interno dei telai in c.a.: il modello a puntone equivalente

Al crescere delle azioni orizzontali, si verifica il distacco tra telaio e pannello, accompagnato da uno scorrimento relativo in direzione orizzontale. A seguito di tale distacco, il funzionamento a taglio del pannello si trasforma nel funzionamento a 'puntone equivalente' disposto secondo la diagonale della tamponatura. Gli sforzi prevalenti nella tamponatura sono le tensioni normali di compressione in corrispondenza degli angoli caricati, rimasti a contatto con il telaio (Polyakov 1960; Stafford Smith 1966; Mainstone 1971, 1974; Klingner & Bertero 1978). Gli sforzi di taglio, invece, perdono di importanza, anche per le

lesioni inclinate che si formano nel pannello al crescere dei carichi. In tale fase, si schematizza, pertanto, il telaio tamponato, come un telaio controventato da bielle diagonali che reagiscono solo a compressione. Secondo tale modello, le tamponature, anche se lesionate, irrigidiscono in misura non trascurabile il telaio.

Lo schema di calcolo adottato, è un modello semplificato in cui, nota la forza esterna, l'unica incognita è la larghezza da attribuire alla sezione del puntone, per il quale si assumono lo stesso spessore e lo stesso modulo elastico del pannello effettivo.

La rigidezza laterale complessiva del sistema può essere poi ottenuta, con buona approssimazione sommando le rigidezze laterali degli schemi c) e d) di Figura 2. 5:

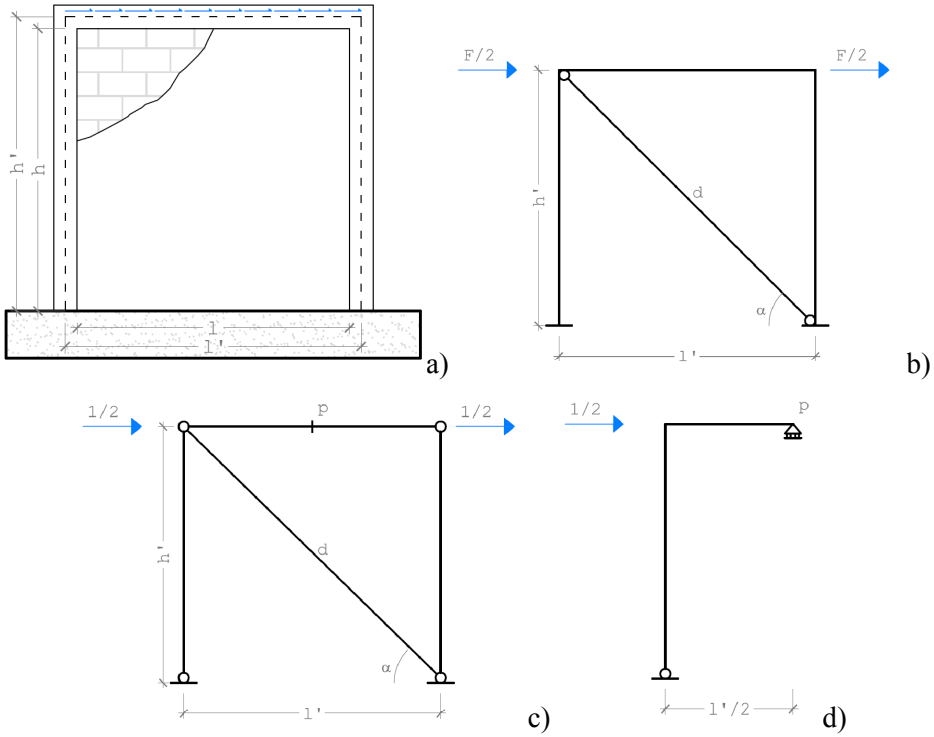


Figura 2. 5. Schemi per la valutazione del puntone equivalente al pannello di tamponatura

La rigidezza del primo schema fornisce il contributo offerto dal puntone diagonale, dipendente dalla rigidezza assiale degli elementi del telaio, oltre che da quelle del puntone stesso.
La rigidezza del secondo schema è quella calcolabile per il telaio in assenza di tamponature.
In letteratura esiste un'ampia rassegna di lavori che utilizza il modello a puntone equivalente alla tamponatura in termini di rigidezza e di resistenza (Stafford Smith & Carter, 1969; Mainstone, 1971; Al-Chaar, 2002).
Nel presente studio, in particolare, si è fatto riferimento ai risultati raggiunti da Al-Chaar (2002) "Evaluating strenght and stiffness of unreinforced masonry infill structures", in cui vengono fornite indicazioni per la valutazione del contributo dei tamponamenti all'interno dei telai in c.a.
Il pannello di tamponatura viene rappresentato da un puntone diagonale equivalente resistente a compressione, di larghezza *a*, di lunghezza *D* e spessore *t*, pari allo spessore delle muratura.

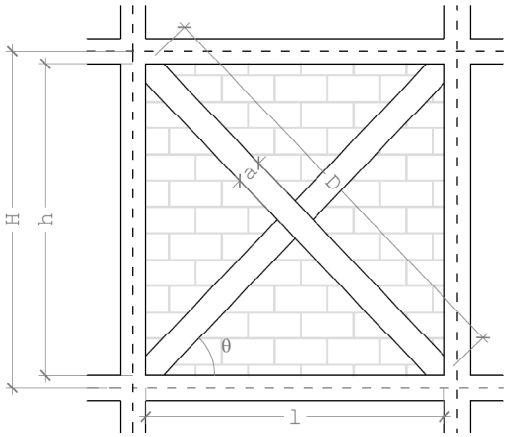


Figura 2. 6. La geometria del puntone equivalente al pannello di tamponatura

La larghezza *a* dipende dalla rigidezza flessionale relativa telaio-pannello, che Stafford Smith & Carter (1969) valutano come segue:

$$\lambda_1 H = H \cdot \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin(2\vartheta)}{4 E_c I_{col} h}} \tag{2.2}$$

dove E_c e E_m sono i moduli elastici del calcestruzzo e della muratura; I_{col} è il momento d'inerzia del pilastro, t è lo spessore del pannello; H, h e θ si riferiscono alle dimensioni riportate in Figura 2. 6.
A partire dalla relazione precedente, Mainstone (1971) fornisce l'espressione della larghezza del puntone equivalente:

$$a = 0.175 \cdot D \cdot (\lambda_1 H)^{-0.4} \tag{2.3}$$

dove $\lambda_1 H$ è la rigidezza flessionale calcolata con la (2.2) e D è la lunghezza del puntone equivalente (Figura 2. 6).
La presenza di aperture per vani porta e finestre nei pannelli di tamponamento può determinare significative perdite di rigidezza locale. Le ricerche teoriche su questo specifico aspetto sono poco numerose e tendono a correlare la perdita di rigidezza del pannello alla dimensione del vano e a dedurre attraverso il fattore di riduzione la sezione del puntone equivalente. In genere si fa riferimento ad aperture posizionate al centro del pannello e con riferimento a tamponature quadrate e rettangolari.
Se nel pannello sono presenti aperture e/o danneggiamenti, la larghezza a viene ridotta utilizzando la seguente relazione:

$$a_{red} = a \cdot R_1 \cdot R_2 \tag{2.4}$$

dove a è la larghezza del puntone equivalente calcolata con la (2.3); R_1 è il fattore di riduzione che tiene conto della presenza di aperture nel pannello; R_2 è il fattore di riduzione che tiene conto del danneggiamento del pannello.
Il fattore di riduzione $_{R1}$ risulta pari a:

$$R_1 = 0.6 \cdot \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right)^2 - 1.6 \cdot \left(\frac{A_{open}}{A_{panel}} \right) + 1 \tag{2.5}$$

dove A_{open} è l'area delle aperture; A_{panel} è l'area del pannello.
Se l'area delle aperture è non minore del 60% di quella del pannello, l'effetto della tamponatura viene trascurato, quindi risulta R_1=0.
La diagonale equivalente è connessa al pilastro alla distanza l_{column} dall'intradosso della trave.

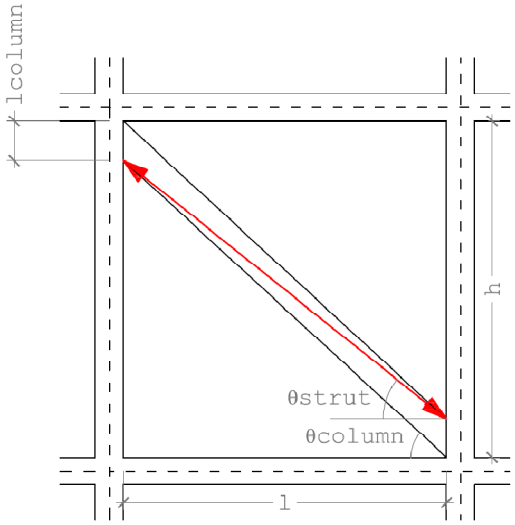


Figura 2. 7. Schema dei punti di applicazione del puntone equivalente

Tale distanza viene calcolata considerando la larghezza *a* senza fattori di riduzione:

$$l_{column} = \frac{a}{\cos \vartheta_{column}} \tag{2.6}$$

$$\tan \vartheta_{column} = \frac{h - \dfrac{a}{\cos \vartheta_{column}}}{l} \tag{2.7}$$

dove a è la larghezza del puntone equivalente calcolata con la (2.3); θ_{column} è l'angolo indicato in Figura 2. 8.

Nel caso di finestre a nastro, ovvero di telaio parzialmente tamponato, la distanza di connessione al pilastro di monte risulta uguale alla lunghezza della parte non tamponata, l'_{column}, mentre per il pilastro di valle la distanza di connessione viene valutata come in precedenza, considerando l'effettiva altezza della tamponatura h'.

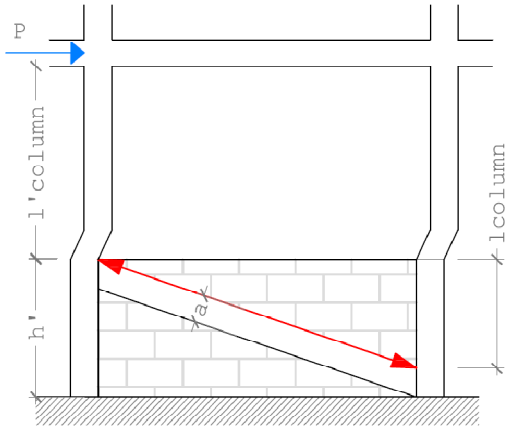


Figura 2. 8. Schema dei punti di applicazione del puntone equivalente nel caso di finestre a nastro

2.3.3. I meccanismi di danno dei tamponamenti all'interno dei telai in c.a.

Un portale tamponato può andare in crisi per diversi meccanismi. E' quindi necessario adottare un sistema di previsione del meccanismo di collasso del portale. Facendo riferimento alla normativa italiana (D.M. 16 gennaio 1996), si considerano tre possibili modalità di rottura:

- Rottura per schiacciamento (Figura 2. 9):

$$F_w(schiacciamento) = 0,8 f_w \cos^2 \vartheta \sqrt[4]{\frac{E_c I_p h_w t_w^3}{E_w}} \tag{2.8}$$

dove $f_w = 0,4 f_b^{0,7} f_m^{0,435}$ - resistenza a compressione del pannello murario (Cuomo - in cui f_b e f_{bt} rappresentano la resistenza a compressione e a trazione del mattone, f_m la resistenza a compressione della malta); E_c è il modulo elastico del calcestruzzo; I_p è il momento d'inerzia della sezione dei pilastri; h_w è l'altezza netta del pannello; t_w è lo spessore; E_w è il modulo elastico della tamponatura; $\vartheta = arctg \frac{l_w}{h_w}$ - in cui l_w è la lunghezza del pannello.

- Rottura per trazione diagonale (Figura 2. 9):

$$F_w(trazione) = \frac{f_{ws} l_w t_w}{0,6} \tag{2.9}$$

dove f_{ws} è la resistenza a taglio puro; l_w è la lunghezza del pannello; t_w è lo spessore.

- Rottura per scorrimento (Figura 2. 9):

$$F_w(scorrimento) = f_{ws} l_w t_w \left[\frac{0,4 h_w / l_w - 0,1}{1,5} + \sqrt{1 + \left(\frac{0,4 h_w / l_w - 0,1}{1,5} \right)^2} \right] \tag{2.10}$$

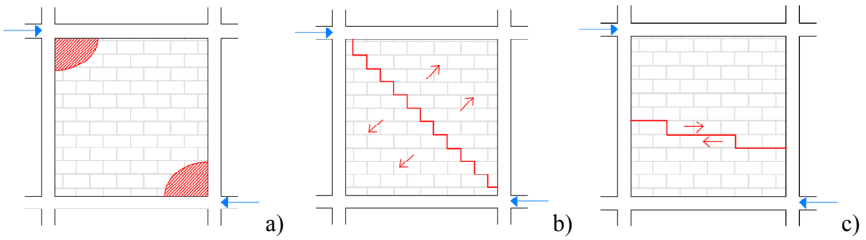


Figura 2. 9. Le principali modalità di rottura dei pannelli di tamponatura: a) schiacciamento; b) trazione diagonale; c) scorrimento

Pertanto, la modalità di collasso del pannello viene valutata come il minimo tra F_w(schiacciamento), F_w(trazione) e F_w(scorrimento). Solo nel caso di rottura per schiacciamento è possibile applicare il modello a puntone equivalente.
E' necessario, inoltre, controllare la possibilità di innesco di altri meccanismi, quali ad esempio, la rottura a taglio del pilastro (tamponatura forte e pilastro debole) a causa della sollecitazione trasmessa dal puntone diagonale.
Si sottolinea come i modelli sono validi per tamponature costruite in tempi successivi a quelli di applicazione dei carichi statici sugli elementi strutturali che costituiscono il telaio, per cui nel caso, non inconsueto, di murature su cui è stata gettata direttamente la trave vanno fatte ulteriori valutazioni legate all'opportunità di considerare la struttura resistente non come sistema a telai tamponati ma come 'murature confinate'.
Nell'ottica di arrivare ad una identificazione del tipo di tamponatura da considerare nell'analisi, si può procedere come segue:

- valutare se le tamponature sono rilevanti ai fini sismici:
  escludere dalla modellazione tutte le tamponature di spessore inferiore a 10 cm e con percentuale di foratura superiore al 45%;
  nel caso di tamponature esterne con camera d'aria, valutare se le fodere sono ben inserite nella maglia di telaio e se sono costituite da laterizi che non hanno le caratteristiche riportate nel punto precedente.
- valutare le caratteristiche del pannello:
  telai pienamente tamponati;

telai parzialmente tamponati per la presenza di aperture; in questo caso è opportuno fare delle considerazioni distinguendo il caso di tamponature con finestre a nastro oppure centrali rispetto al pannello.

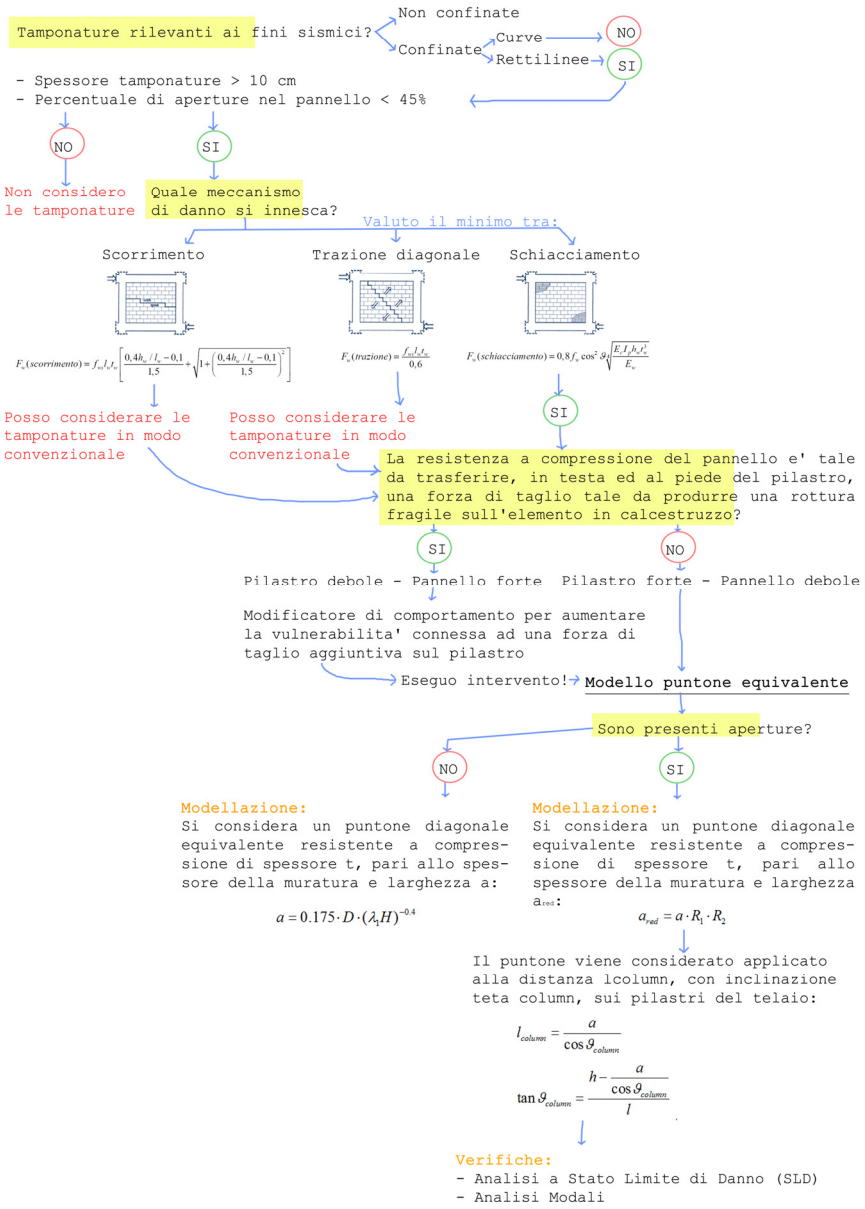
- caratterizzazione meccanica del pannello:

valutare il tipo di meccanismo più probabile che può innescarsi nel pannello murario: si tratta di stimare se il pannello vada in crisi per schiacciamento piuttosto che per trazione diagonale o per scorrimento. Solo nel primo caso è possibile fare affidamento compiutamente al modello a puntone equivalente;

qualora sia valido il modello a puntone equivalente è opportuno valutare se la resistenza a compressione del puntone stesso sia tale poter trasferire, in testa o al piede del pilastro, una forza di taglio tale da produrre una rottura fragile dell'elemento in calcestruzzo. Il caso di "tamponatura forte" e "pilastro debole" rientra nella casistica dei meccanismi fragili, alla pari di quelli correlati alla rottura dei nodi e degli elementi in c.a. per problemi di flessione e taglio.

Riassumendo, le tamponature possono considerarsi "elementi secondari", cioè non collaboranti ai fini sismici, solo se sono di limitato spessore e con percentuale di foratura superiore al 45%.

Negli altri casi è opportuno verificare con attenzione la possibile interferenza tra pannello e telaio. La valutazione della gerarchia di meccanismi di collasso è il primo fondamentale passo da eseguire: questo permette di valutare la possibilità che il pannello mandi in crisi i pilastri che lo confinano, introducendo, di fatto, una forma di collasso fragile da evitare. Nel caso in cui le tamponature possano giocare un ruolo rilevante ai fini sismici e che queste siano "più deboli" dei pilastri che le contengono, si può ritenere ragionevole considerarle nell'analisi attraverso l'introduzione di un puntone equivalente.


Tamponature rilevanti ai fini sismici?
Non confinate
Confinate
Curve
Rettilinee
NO
SI
- Spessore tamponature > 10 cm
- Percentuale di aperture nel pannello < 45%
NO
SI
Non considero le tamponature
Quale meccanismo di danno si innesca?
Valuto il minimo tra:
Scorrimento
Trazione diagonale
Schiacciamento
$F_u(scorrimento) = f_{vu} l_p t_p \left[\frac{0,4h_p / l_p - 0,1}{1,5} + \sqrt{1 + \left(\frac{0,4h_p / l_p - 0,1}{1,5} \right)^2} \right]$
$F_u(trazione) = \frac{f_{tu} l_p t_p}{0,6}$
$F_u(schiacciamento) = 0,8 f_u \cos^2 \vartheta \sqrt{\frac{E_p I_p h_p t_p^3}{E_m}}$
Posso considerare le tamponature in modo convenzionale
Posso considerare le tamponature in modo convenzionale
SI
La resistenza a compressione del pannello e' tale da trasferire, in testa ed al piede del pilastro, una forza di taglio tale da produrre una rottura fragile sull'elemento in calcestruzzo?
SI
NO
Pilastro debole - Pannello forte
Pilastro forte - Pannello debole
Modificatore di comportamento per aumentare la vulnerabilita' connessa ad una forza di taglio aggiuntiva sul pilastro
Eseguo intervento!
Modello puntone equivalente
Sono presenti aperture?
NO
SI
Modellazione:
Si considera un puntone diagonale equivalente resistente a compressione di spessore t, pari allo spessore della muratura e larghezza a:
$a = 0.175 \cdot D \cdot (\lambda_1 H)^{-0.4}$
Modellazione:
Si considera un puntone diagonale equivalente resistente a compressione di spessore t, pari allo spessore della muratura e larghezza a_{red}:
$a_{red} = a \cdot R_1 \cdot R_2$
Il puntone viene considerato applicato alla distanza lcolumn, con inclinazione teta column, sui pilastri del telaio:
$l_{column} = \frac{a}{\cos \vartheta_{column}}$
$\tan \vartheta_{column} = \frac{h - \frac{a}{\cos \vartheta_{column}}}{l}$
Verifiche:
- Analisi a Stato Limite di Danno (SLD)
- Analisi Modali

Un caso singolare è costituito dalle finestre a nastro:

- se le tamponature sono alte non più della metà dell'altezza del pilastro, può essere ammissibile non introdurre nel modello di calcolo tali elementi, pensando di incrementare la sollecitazione di taglio sul pilastro di 1,4, valore conforme all'incremento dell'azione di calcolo nel caso di distribuzione irregolare in altezza;
- se le tamponature hanno un'altezza vicina a quella del pilastro, si può pensare di introdurre un puntone equivalente, impostandolo ad un'altezza compatibile con l'estradosso della tamponatura (Regione Marche, 2008).

Dal punto di vista pratico, l'introduzione nel modello delle tamponature è strettamente vincolata al comportamento sismico atteso ed auspicato delle stesse; i pannelli infatti devono "aiutare" la struttura a non deformarsi nel caso di sismi poco intensi (assimilabili a quelli validi per uno SLD), ma devono potersi fessurare, e dunque dissipare energia, quando il sisma diventa compatibile con uno stato limite prossimo al collasso.

In un'analisi lineare (mediante spettro di risposta), può essere opportuno modellare il puntone equivalente quando si verifica lo SLD, mentre per lo SLU può essere lecito eliminare dal modello i puntoni (considerati fessurati) ed abbassare lo spettro di progetto di un fattore di struttura q, che possa tener conto anche della dissipazione energetica prodotta dalla crisi degli elementi murari.

La scelta del valore da attribuire al fattore di struttura q, in virtù della crisi dei pannelli murari, non è semplice: non esistono nella pratica progettuale, né tantomeno sono presenti nella norma sismica, dei criteri consolidati per stimare il valore da assegnare a q in una struttura esistente.

In un'analisi statica non lineare (pushover), nella quale si deve determinare una curva di capacità globale, che non può prescindere dalla presenza o meno dei puntoni, non è possibile distinguere un'analisi a SLD ed una a SLV o SLC, perché questi livelli vengono verificati a posteriori confrontando il risultato dell'analisi in termini di taglio alla base/capacità di spostamento globali, con la richiesta deformativa del sisma corrispondente allo stato limite esaminato. Si sottolinea comunque che il legame costitutivo del puntone equivalente, nel caso di incertezza sull'affidabilità del ramo plastico, può limitarsi al tratto elasto-fragile, abbattendo così di molto le capacità deformative dell'elemento, ma

consentendo di fatto l'introduzione di un elemento che, nell'ambito della valutazione della capacità deformativa globale, dà il suo contributo fino al superamento delle risorse resistenti elastiche che ha a disposizione.

2.3.4. I meccanismi fuori piano dei tamponamenti

L'osservazione dei terremoti, in particolare quello verificatosi in Abruzzo nel 2009, ha messo in evidenza il rischio che il danno alle tamponature rappresenta di per sé, per l'operatività dell'edificio ed anche per la vita umana, soprattutto nel caso di fuori del piano del pannello.
I meccanismi fuori piano si verificano quando il pannello risulta esterno al telaio in c.a., oppure non efficacemente connesso ad esso. Anche quando il pannello è interno al telaio può subire un danneggiamento "nel piano" che riduce la capacità "fuori piano" e viceversa.
La risposta fuori piano dipende dalla creazione di meccanismi ad arco, agenti nello spessore del pannello, che possono determinare una significativa resistenza laterale. La resistenza del meccanismo ad arco è principalmente condizionata dalla snellezza del pannello (rapporto fra altezza e spessore) e dalla resistenza a compressione del materiale costituente. Inoltre, essa può essere fortemente ridotta sia dalla efficacia del collegamento agli elementi strutturali circostanti, sia da preesistenti danneggiamenti nel piano.
Con riferimento ai pannelli di tamponamento di strutture intelaiate, in relazione alla direzione dell'azione sismica rispetto al loro piano, essi possono essere sensibili o all'accelerazione o alla deformazione. I pannelli sono sensibili alla deformazione quando essi possono essere danneggiati da azioni "nel piano" dovute allo spostamento di interpiano, come conseguenza della loro ridotta capacità di deformazione rispetto a quella degli elementi strutturali circostanti. Al contrario, in funzione delle accelerazioni sismiche, forze inerziali in direzione ortogonale ai pannelli possono determinare il collasso "fuori piano" (pannello sensibile all'accelerazione).
La risposta fuori piano dei pannelli può essere definita facendo riferimento a due condizioni limite:

- se il pannello non è fessurato ed è efficacemente connesso, la risposta sismica dipende dal meccanismo di formazione dell'arco (se si riesce a formare e quanto);
- per i pannelli che hanno debole connessione con la struttura, a causa sia di cattiva esecuzione o di danneggiamento preesistente nel piano, la risposta sismica della tamponatura può essere rappresentata da un meccanismo di blocco rigido.

Per i due casi si possono avere valori molto differenti della capacità fuori piano. Sono state sviluppate (Braga *et al.*, 2011) analisi parametriche considerando differenti valori di spessore dei pannelli di tamponatura posti a differenti livelli di un edificio in calcestruzzo armato di 4 piani. Un esempio, tratto dai risultati, mostra che, per pannelli già danneggiati, è sufficiente una a_g pari a 0,15g per avere l'espulsione del pannello da 24 cm all'ultimo piano; lo stesso pannello, in cui si possa formare l'arco, sottoposto ad un'accelerazione di 0,35g ha ancora un fattore di sicurezza (rapporto fra capacità e domanda) pari a circa 10.

Il meccanismo d'arco pare coerente con quanto si rileva per i pannelli sistemati ai piani alti, dove, anche se le forze di inerzia sono più grandi di quelle ai piani bassi, il danno nel piano, dovuto allo spostamento di interpiano, è generalmente assente o trascurabile. Al contrario si può prevedere il meccanismo di corpo rigido per i pannelli ai piani bassi dove i danni nel piano, causati da valori alti di spostamento di interpiano, possono ridurre la capacità fuori dal piano. Pertanto, è necessario disporre di un'accurata stima dello spostamento nel piano e dei suoi effetti sulla capacità fuori piano(Masi *et al*., 2003, Masi *et al*. 2012).

2.4. BIBLIOGRAFIA

Lombardo S. (2012). *Valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato*. Dario Flaccovio Editore Palermo.

Giovinazzi S., Lagomarsino S. (2004). *A Macroseismic model for the vulnerability assessment of buildings*, Proc. of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.

Giovinazzi S., Lagomarsino S. (2007). *Vulnerabilità e previsione di danno a scala territoriale secondo una metodologia macrosismica coerente con la scala EMS-98*.

Grunthal G. (1998). *European Macroseismic Scale*. Centre Européen de Géodynamique et deSéismologie, Luxembourg; Vol. 15.

Chandra B., Gupta S.P. (1981). *Seismic hazard evaluation of existing buildings*, Proc. 8th ECEE Lisbon, vol.2 p. 4.2/15.

Benedetti D., Vitiello E. (1978). *Engineering aspects of the Friuli earthquakes: structural damage analysis*, Invited paper, Proc. 6th ECEE, Dubrovnik.

Braga F., Dolce M., Liberatore D. (1982). *A statistical study on damaged buildings and an ensuing review of the MSK/76 scale*, Ital. Geodyn. Publ., n.503.

Luchini C. (2012). *Il modello svizzero per l'analisi del rischio sismico: calibrazione e confronto con altri metodi di vulnerabilità*, Tesi di Laurea magistrale in Ingegneria delle Costruzioni, Università degli Studi di Genova.

Ottonelli D. (2011). *Valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico di edifici pubblici in c.a.*, Tesi di Laurea specialistica in Ingegneria Edile-Architettura, Università degli Studi di Genova.

Karnik V., Schenkova Z., Schenk V. (1984). *Vulnerability and the MSK scale*, Engineering Geology, vol.20, p. 161.

Sandi H. (1983). Seismic vulnerability and seismic intensity, Proc. 7th ECEE, Atene, vol. 2, p. 431.

Influenza delle tamponature sul rischio sismico con riferimento specifico alle costruzioni esistenti in cemento armato. Dipartimento per le politiche integrate di sicurezza e per la protezione civile - Regione Marche (2008).

Di Criscio A. (2009). *Modelli di analisi sismica tipo "pushover" per edifici in c.a. con tamponature*, Tesi di laurea in tecnica delle costruzioni, Università degli Studi di Napoli "Federico II".

Ugolini P. (2005). *Rischio sismico. Tutela e valorizzazione del territorio e del centro storico*, Franco Angeli Editore.

Giuffrè A. (1985). *Cento anni di norme sismiche italiane*, D.I.S.G. Università degli Studi di Roma "La Sapienza", Roma.

De Marco R., Martini M.G., *La classificazione e la normativa sismica italiana dal 1909 al 1984*, Servizio Sismico Nazionale, Roma.

INGV (2006). Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale, sito web: http://www.mi.ingv.it/.

Mezzina M., Uva G., Greco R. (2008). *Sicurezza e conservazione delle prime costruzioni in cemento armato*. Città Studi edizioni (De Agostini Scuola S.p.A), Novara.

Fajfar P. (2000). *A non linear analysis method for performance-based seismic design*, Earthquake Spectra, 16,3: pp.573-591.

Al-Chaar G. (2002). *Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures*, US Army Corp of Engineers, Engineer Research and Development Center.

ASTM E519-02, Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages, 2002.

Biondi S., Colangelo F., & Nuti C. (2000). *La risposta sismica dei telai con tamponature murarie*, CNR - Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti – Roma.

Buonopane S.G., & White R.N. (1999). *Pseudodynamic testing of masonry infilled rc frame*, Journal of Structural Engineering (ASCE); 125(6): 578-589.

Mainstone R.J. (1971). *On the stiffness and strength of infilled frames*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Supplement (IV) – London; Paper 7360S: 57-89.

Mainstone R.J. (1974). *Supplementary note on the stiffness and strength of infilled frames*, Current Paper CP13/74, Building Research Establishment – London.

Stafford Smith B. (1966). *Behaviour of square infilled frames*, Journal of the Structural Division; 92(1): 381-403.

Stafford Smith B., & Carter C. (1969). *A method of analysis for infilled frames*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers – London; vol.44: 31-48.

R.D. 18 aprile 1909 n°193, Norme tecniche ed igieniche per le riparazioni ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei luoghi colpiti dal terremoto del 28 dicembre 1908 e da altri precedenti elencati nel R.D. 15 aprile 1909 e ne designa i Comuni, Gazzetta Ufficiale del 22 aprile 1909 n°95

R.D.L. 25 marzo 1935 n°640, Nuovo testo per le norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti, Gazzetta Ufficiale del 22 maggio 1935 n°120

L. 25 novembre 1962 n°1684, Provvedimenti per l'edilizia, con particolari prescrizioni per le zone sismiche

D.M.LL.PP. 3 marzo 1975 n°40, Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche", Gazzetta Ufficiale del 8 aprile 1975 n°93

COMMISSIONE DELLE COMUNITA' EUROPEE, Progetto di Eurocodice n.8, Norme unificate comuni per le costruzioni in zone sismiche", Lussemburgo, 1984

Decreto Ministeriale LL.PP. 16/01/1996, Norme Tecniche per le Costruzioni in zone sismiche, Gazzetta Ufficiale n.29 del 5 febbraio 1996

Circolare M.LL.PP. n. 65 del 10/04/1997, Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche» di cui al D.M. 16.01.1996.

FEMA 273 (Federal Emergency Management Agency), "Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings",1997

FEMA 274, Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 1997

FEMA 306 Evaluating of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings,1998

COMMISSIONE DELLE COMUNITA' EUROPEE, EN 1998-1 Eurocodice 8, progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Bruxelles, 1998

O.P.C.M n°3274 del 20 marzo 2003, Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di norme

tecniche per le costruzioni in zona sismica, Gazzetta ufficiale 8 maggio 2003 n°108

O.P.C.M. n°3431 del 3 maggio 2005, Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici

Decreto Ministeriale 14/01/2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30, Roma.

Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009, Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008, Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26-2-2009 Suppl. Ordinario n.27, Roma.

3

Individuazione delle vulnerabilità caratteristiche del campione di edifici

3.1. IL CAMPIONE DI EDIFICI ANALIZZATO

Operando a larga scala, come nel presente studio, non è possibile l'adozione di metodologie di analisi utilizzate nella valutazione di un singolo edificio, ma è necessario avvalersi di informazioni tecniche più generali, legate essenzialmente al periodo considerato, con riferimento alle normative vigenti all'epoca della costruzione, ai principi di progettazione, alle tecniche di esecuzione ed alle tipologie costruttive tipicamente adottate.
Per questo, al fine di mettere a punto un modello di vulnerabilità sismica che sappia tener conto degli aspetti caratterizzanti dal punto di vista architettonico-formale e tecnologico-costruttivo gli edifici del Razionalismo Italiano, si è contestualizzato lo studio ad un campione di 79 edifici, precedentemente descritto nelle sue linee generali (§1), in Liguria. La contestualizzazione ad un campione ben definito risulta, infatti, un requisito fondamentale per ogni analisi sul costruito.
La scelta di analizzare il campione di opere in Liguria è legata, in primo luogo, alla volontà di contestualizzare il campione in un'area ben precisa. La Liguria è, inoltre, caratterizzata da una pericolosità sismica cha varia sul suo territorio, tra 0,05 e 0,175 g, come si può rilevare dalla Figura 3. 1, espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita ai suoli rigidi (OPCM 28 aprile 2006 n. 3519), e pertanto il campione potrà essere considerato soggetto ad una pericolosità sismica differenziata.

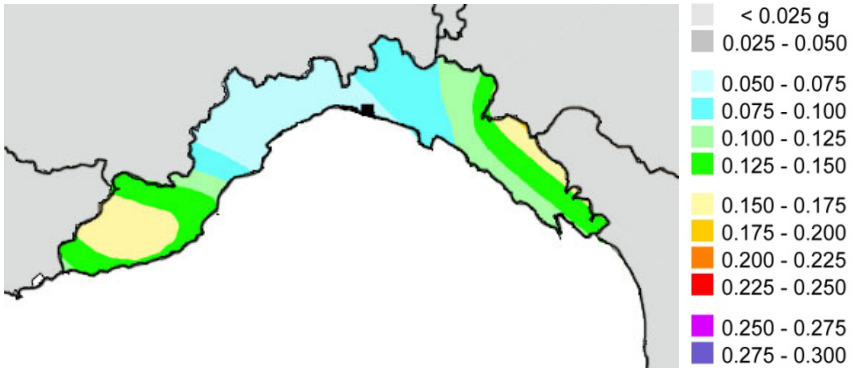


Figura 3. 1. Estratto della mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale con particolare riferimento alla Liguria (OPCM 28 aprile 2006 n. 3519, All.1b)

Questa diversificazione ha permesso, come vedremo in seguito, nelle analisi effettuate sui casi studio scelti all'interno del campione (§4), di considerare l'incidenza della pericolosità sismica nella valutazione del rischio sismico di un patrimonio architettonico che, seppur nella diversità che caratterizza ogni manufatto, presenta dettagli costruttivi e soluzioni tecnologiche analoghe in quanto legate ad un approccio connesso ad un dettame normativo, anche se in continua evoluzione durante quegli anni, e ad un modus operandi proprio di un periodo in cui la nuova tecnologia si stava diffondendo ma era ancora appannaggio di poche imprese specializzate.

In primo luogo, l'analisi del campione considerato ha evidenziato la presenza di aspetti ricorrenti e caratterizzanti dal punto di vista architettonico-formale, sinteticamente descritti al §3.2.

Dal punto di vista tecnologico-costruttivo, si è, invece, fatto riferimento alle disposizioni normative vigenti all'epoca della costruzione e alle indicazioni presenti nei manuali tecnici, che rappresentavano un punto di riferimento fondamentale per i progettisti e costruttori. Le indicazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei materiali da adottarsi e alla realizzazione dei dettagli costruttivi per i diversi elementi strutturali costituiscono un riferimento generale, ma compatibile con le finalità del presente studio. Le informazioni desunte da tale analisi sono state esplicitate al §3.3.

Basandosi sugli aspetti architettonici-formali ricorrenti, e considerando le soluzioni tecnologico-costruttive tipicamente adottate, è stato possibile

individuare qualitativamente i parametri da tener conto nel modello di vulnerabilità sismica per gli edifici del Razionalismo Italiano.
Il campione di edifici in Liguria è riportato Allegato A, in cui sono state inserite informazioni relative ad anno di costruzione, progettista, localizzazione sul territorio ligure, con relativa provincia ed indirizzo, e uso attuale. Quest'ultima informazione, in particolare, risulta di fondamentale importanza, per evidenziare come molti edifici oggi siano inutilizzati a seguito del venir meno delle attività che un tempo si svolgevano al loro interno e per le quali erano stati progettati, altri siano stati demoliti per nuove esigenze di organizzazione dello spazio urbano, altri ospitino funzioni strategiche importanti ed altri ancora siano stati oggetto di un riuso che ha portato a modifiche sostanziali della configurazione originale. Appare evidente, in questo senso, come la possibilità di disporre di modelli di vulnerabilità, applicabili a livello territoriale, consenta di pianificare il recupero degli edifici dismessi, conservare quelli che sono utilizzati e quelli a cui sono state assegnate nuove destinazioni d'uso, al fine di evitare la perdita di un patrimonio architettonico così importante per il nostro paese.

3.2. ASPETTI TIPOLOGICI-FORMALI RICORRENTI NEL CAMPIONE

La ricerca di nuove suggestioni architettoniche, mutuate dal razionalismo europeo, portarono in Italia, nel periodo tra il 1930 ed il 1940, ad una ricerca di leggerezza dei volumi, al superamento dei modelli tipologici di un passato, anche recente, e alla volontà di sperimentare le nuove forme di architettura caratterizzate da un forte senso di fluidità delle spazialità interne.
Tutto questo era reso possibile dall'adozione di nuove tecniche costruttive e materiali, in particolare il calcestruzzo armato (§1), di cui solo allora iniziarono ad essere sfruttate sfruttarsi le potenzialità strutturali.
In Italia esisteva comunque un tale substrato classico e lo spirito della tradizione era così profondo, che evidentemente la nuova architettura non poté non conservare un'impronta tipicamente nazionale. Inoltre, rimase acceso il dibattito tra modernità e tradizione nonostante si presentasse la necessità di "[...] superare l'inutile, il superfluo ed il ridondante [...]. In Italia certamente gli architetti del

Novecento, con la loro opera di semplificazione e di razionalizzazione del lessico neoclassico ed accademico, prepararono il campo perché maturasse un linguaggio ed una poetica modernista la cui tematica compositiva fosse finalmente parte di quel moto di rinnovamento che aveva sconvolto, con Le Corbusier e Gropius, il mondo dell'architettura in tutta Europa" (De Seta, 1972).
Se i giovani architetti del Gruppo 7 affermavano di non voler rompere con la tradizione, ma solo trasformarla per renderla più adeguata alle esigenze del tempo, una larga parte della produzione architettonica di quegli anni, continuò a discostarsi da quella architettura cosiddetta "moderna" a favore di applicazioni più o meno disordinate degli stili antichi, in cui lo scheletro in cemento armato veniva sistematicamente nascosto da paramenti in muratura portante. Essi suggerivano un linguaggio improntato all'accademia e segnato da un accentuato monumentalismo, tramite il ricorso a planimetrie massive e legate ancora ad un retaggio tipico degli edifici Ottocenteschi.
La modernità in architettura, invece, si esplicava attraverso una classicità reinterpretata nella razionale sincerità spaziale e costruttiva: lo spazio doveva essere adeguato alla funzione e la costruzione contrapponeva alla massa della muratura, la leggerezza e la trasparenza, derivata dall'adozione di procedimenti costruttivi e materiali moderni, quali le strutture intelaiate in c.a. e il ferro e vetro per gli infissi esterni.
In sintesi, due sono le anime della cultura architettonica italiana tra gli anni '30 e '40 che riflettono le due contemporanee aspirazioni al moderno ed alla tradizione: la tensione verso un modo di fare architettura razionale ed il retaggio culturale classico che si esplica negli edifici "Novecentisti". Da una parte l'istanza della funzionalità, dell'efficienza e dell'innovazione, dall'altra quella della monumentalità e della rappresentatività, un'architettura accademica e simbolica, dai caratteri aulici e nazionali, adatta ad edifici pubblici di rappresentanza. Un'architettura quest'ultima che, in particolare ad opera di Piacentini, che lavorò personalmente a Genova, porterà alla ricerca di un connubio tra attributi classici e moderni.
Nel complesso panorama della produzione architettonica degli anni Trenta si inseriscono edifici testimonianza della ricerca di un coerente rapporto tra struttura e destinazione d'uso e, nel contempo, della codificazione del linguaggio esplicitamente moderno. Si assiste all'avvio di un processo di

rinnovamento caratterizzato da un duplice aspetto: da un lato la volontà di esaltare il regime ed il suo operato, dall'altro la necessità di un maggiore avvicinamento agli stilemi europei. Le direttive della politica architettonica ed urbanistica nazionale si riflettono nel programma di opere previste nei vari Piani regolatori, orientati non solo alla definizione di un centro funzionale, nel quale collocare gli edifici di rappresentanza della pubblica amministrazione e i grandi complessi della committenza privata, ma anche alla costruzione di una serie di opere di pubblica utilità e di potenziamento delle infrastrutture esistenti (es. stazioni, scuole, stabilimenti balneari, teatri, complessi sportivi, complessi ospedalieri, chiese e mercati).

In particolare, in concomitanza con i poderosi sventramenti dei nuclei storici (es. Piano di Diradamento della Genova medievale del 1937), vengono demolite alcune testimonianze di architettura ottocentesca per lasciar posto alle nuove opere architettoniche.

Al patrimonio di edifici che negli anni Trenta ha rinnovato il volto delle città italiane, appartengono le Case del Fascio, opere che non hanno solo un valore in sé, ma che, tutte insieme, sono testimonianza di un modo di organizzare e di usare la città. In tutto il territorio nazionale furono realizzati centinaia di questi edifici destinati alla formazione fisica, culturale e morale delle nuove generazioni. Autori di questi edifici erano spesso giovani architetti, ai quali gli incarichi venivano commissionati direttamente dalla Presidenza dell'Ente Opera Nazionale Balilla (O.N.B.) senza utilizzare il sistema dei concorsi, allora molto in voga per l'affidamento della progettazione di edifici pubblici (es. palazzi postali). La progettazione delle varie sedi dell'O.N.B. dovevano affrontare la complessa problematica della messa a punto di una nuova ed interessante tipologia, pensata per rispondere a precise esigenze organizzative e di formazione, che, oltre ad evidenti implicazioni estetiche ed ideologiche, necessitava di caratteristiche tipologiche e funzionali specifiche.

Elemento distintivo di questi edifici era la "torre littoria", simbolo del potere centrale, del senso dell'ordine e della gerarchia nello stato. "Ogni casa del Fascio doveva avere una torre littoria munita di campane, da suonare in occasione dei riti di regime", a prescindere da dimensioni ed importanza della stessa, scrive A. Starace nel 1932, in qualità di segretario del P.N.F.

Le torri littorie, svincolate da qualsiasi funzione, spesso erano elementi puramente evocativi, ma in alcuni casi potevano ospitare un vano scala, per permettere il raggiungimento di quote elevate, ove si trovavano i poggioli per le arringhe.
Il vasto patrimonio edilizio delle Case del Fascio, contraddistinto, in generale, da una elevata qualità architettonica, utilizzato con continuità dal dopoguerra ad oggi, è stato spesso oggetto di rimaneggiamenti e presenta, in molti casi, problemi legati ad un uso non appropriato.
Anche le numerose Colonie marine e montane rappresentano una tipologia nuova, definitasi in quegli stessi anni. Le colonie, presidi territoriali di una politica del welfare che iniziò a diffondersi a livello europeo negli anni Trenta, nacquero per garantire, ai figli delle classi meno abbienti, la possibilità di prevenire e curare malattie all'epoca assai diffuse. I cambiamenti dei bisogni delle famiglie italiane e le mutate caratteristiche sociali proprie delle "vacanze" hanno fatto sì che si diffondesse un modello di vacanza in famiglia rispetto a quello di vacanza collettiva; tale condizione ha, inevitabilmente, portato ad avere sul territorio nazionale numerosi edifici oggi spesso inutilizzati ed in cerca di un nuovo ruolo nella nostra società. Questo patrimonio di realizzazioni, assolutamente originale nell'ambito della produzione architettonica del Novecento Italiano, fa emergere un problema di tutela complesso, connesso al degrado fisico e alla sopravvivenza stessa di questi manufatti.
Accanto alle opere pubbliche o di pubblica utilità, anche le abitazioni private, ed in particolare le ville, assunsero nel corso degli anni Trenta, una considerevole importanza, poiché il linguaggio del moderno iniziò ad affermarsi anche nel gusto della borghesia più colta. Motivo di interesse per questi edifici era lo stretto legame tra gli spazi architettonici e gli elementi di arredo e di decorazione specificamente realizzati, dai pavimenti a mosaico agli arredi fissi.
In questo contesto si colloca l'attività edilizia in Liguria, che risente significativamente del dibattito architettonico nazionale di quegli anni.
Il campione di edifici analizzato nell'ambito del presente studio riflette la grande varietà tipologica che contraddistingue l'architettura di quegli anni: la varietà riguarda le destinazioni d'uso e, di conseguenza, le tipologie edilizie tipicamente adottate.

L'analisi delle destinazioni d'uso (originarie) dei manufatti del campione analizzato ha portato alla definizione delle seguenti percentuali:

- case del fascio (22,8%);
- edifici sedi di attività pubbliche (24,1%);
- edifici privati (13,9%);
- stazioni (6,3%);
- ville (3,8%);
- colonie (8,9%);
- scuole (5,1%);
- stabilimenti balneari (2,5%);
- teatri (1,3%);
- complessi ospedalieri (2,5%);
- ristoranti (2,5%);
- mercati (2,5%);
- chiese (1,3%);
- complessi sportivi (2,5%).

Nell'ambito degli edifici che compongono il campione base del presente studio, emergono, nonostante le diversificazioni tipologiche, formali e d'uso, elementi comuni che ben si prestano a rappresentare particolari caratteristiche proprie dell'impianto generale del manufatto; possiamo, infatti, facilmente suddividere il campione in:

- edifici alti;
- edifici compatti;
- edifici compatti con torre;
- palazzi.

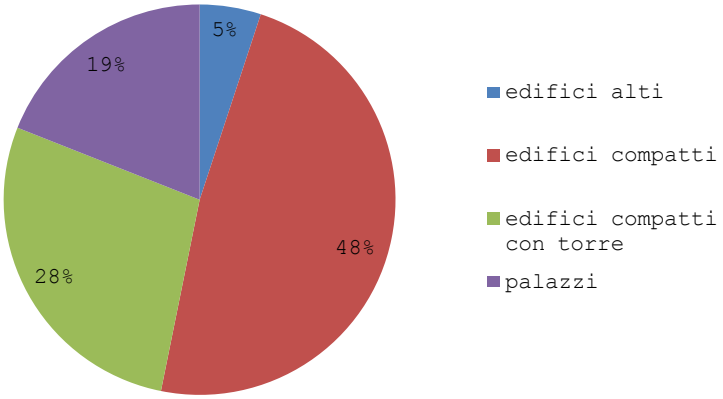


Figura 3. 2. Grafico delle percentuali delle tipologie relative all'impianto generale degli edifici del campione

Figura 3. 3. Esempi di edifici del campione appartenenti alle diverse tipologie: a)Colonia "G.Fara" a Chiavari (GE) - edificio alto; b)Casa del Mutilato a Genova (GE) - edificio compatto; c)Casa del Fascio a Genova (GE) - edificio compatto con torre; d)Questura di Genova (GE) - palazzo

Oltre alle caratteristiche tipologiche dell'impianto generale, è possibile individuare, all'interno del campione,anche alcune caratteristiche formali peculiari e ricorrenti. Molti autori, nel tempo, hanno cercato di evidenziare e di sistematizzare elementi propri del linguaggio dell'architettura moderna.

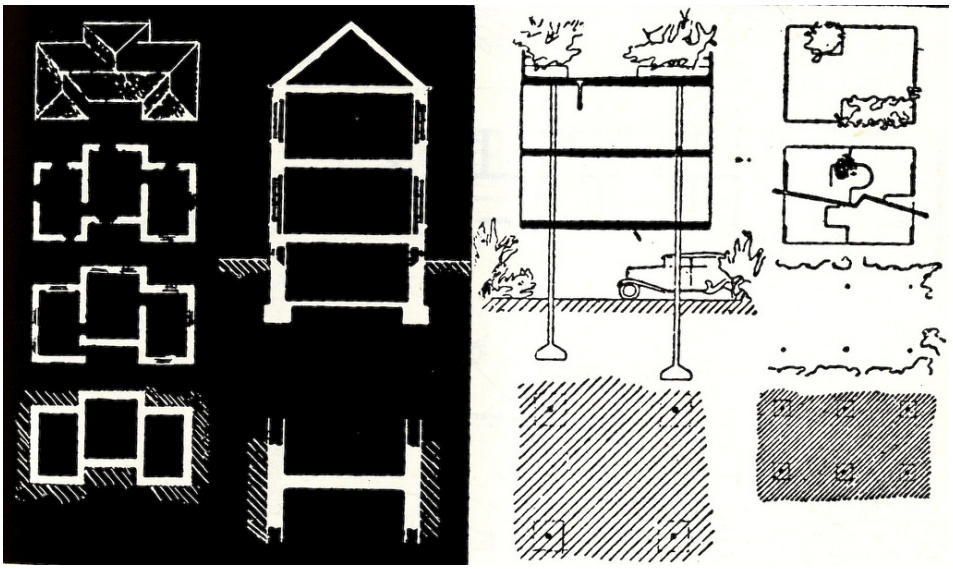
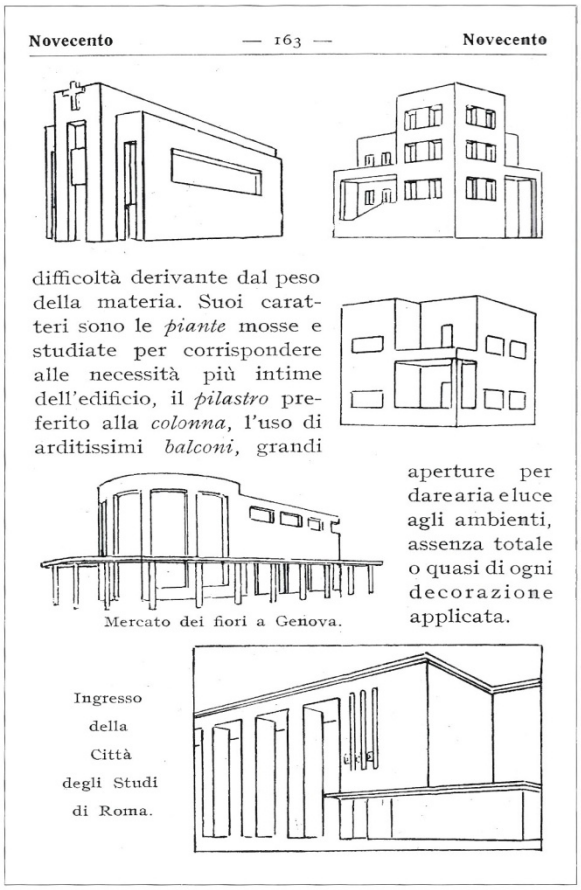


Figura 3. 4. Disegno di Le Corbusier tratto da "Le Corbusier" a cura di Willy Boesinger", Zanichelli editore 1977

Bruno Zevi[1], ad esempio, estrapola, dal patrimonio dell'architettura del cosiddetto Movimento Moderno dei primi decenni del XX secolo, una serie di "invarianti" tipiche di un codice moderno. Mentre il linguaggio classico è fondato per deduzione rispetto ad una serie di principi, quello moderno è, invece, induttivo, fondato pertanto su un sistema di "regole" che non hanno alcuna pretesa trascendentale, ma che tuttavia sono in grado di definire perfettamente ciò che si intende per "moderno". In questo modo Zevi individua sette invarianti che contrappone a quelle del codice classico.

[1] Zevi B. (1973). Il linguaggio moderno dell'architettura, Einaudi, Torino 1973

Anche Giacomo Ravazzini, nel suo *Dizionario di architettura* edito nel 1936, alla voce Novecento scrive che "L'uso del cemento armato e del ferro consentono a quest'arte di svincolarsi da ogni imitazione del passato e di superare ogni difficoltà derivante dal peso della materia. Suoi caratteri sono le piante mosse e studiate per corrispondere alle necessità più intime dell'edificio, il pilastro preferito alla colonna, l'uso di arditissimi balconi, grandi aperture per dare aria e luce agli ambienti, assenza totale o quasi di ogni decorazione applicata."


Novecento — 163 — Novecento

difficoltà derivante dal peso della materia. Suoi caratteri sono le *piante* mosse e studiate per corrispondere alle necessità più intime dell'edificio, il *pilastro* preferito alla *colonna*, l'uso di arditissimi *balconi*, grandi aperture per dare aria e luce agli ambienti, assenza totale o quasi di ogni decorazione applicata.

Mercato dei fiori a Genova.

Ingresso della Città degli Studi di Roma.

Figura 3. 5. Una pagina della voce Novecento del Dizionario di Architettura di Giacomo Ravazzini edito nel 1936

Sulla base di queste considerazioni e dall'analisi del campione di edifici, si sono individuati i caratteri formali ricorrenti, schematizzati in Tabella 3. 1:

Tabella 3. 1. Aspetti formali ricorrenti nel campione rappresentativo dell'architettura razionalista

Caratteri formali	Presenza nel campione (79 edifici)
Pianta irregolare	17,7%
Pianta compatta con elementi curvilinei	36,7%
Torre Littoria	24,0%
Setti	3,8%
Grandi aperture	40,5%
Finestre ad angolo	21,5%
Finestre a nastro	17,7%
Balconi in aggetto	13,9%
Pilotis	2,5%

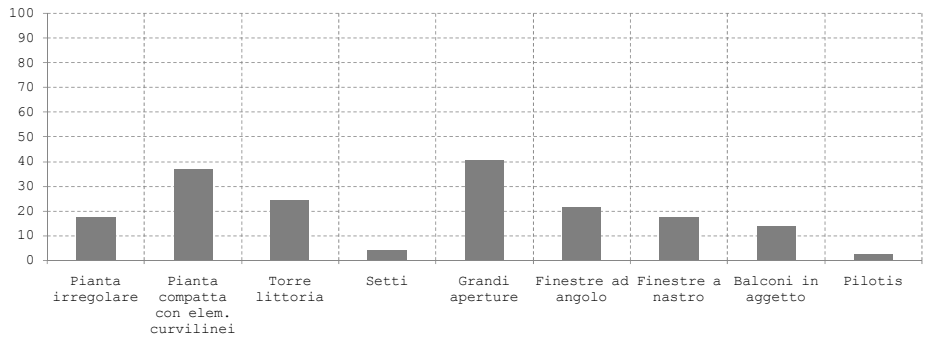


Figura 3. 6. Grafico delle percentuali di presenza nel campione dei caratteri formali ricorrenti individuati

L'analisi del campione ha, inoltre, messo in evidenza che circa il 6,3% di edifici hanno subito nel tempo interventi rilevanti strutturalmente, ovvero che possono averne alterato il comportamento rispetto alla configurazione originale.
Infine, si sottolinea come nell'architettura del Razionalismo Italiano, le scale fossero elementi fondamentali, che costituivano occasione per sviluppare sia sequenze lineari di rampe, sia superfici nastriformi di parapetti o di intradosso che, senza soluzioni di continuità, in alcuni casi si distaccavano dalle pareti d'ambito, in altri costituivano un nucleo irrigidente per l'intera struttura.

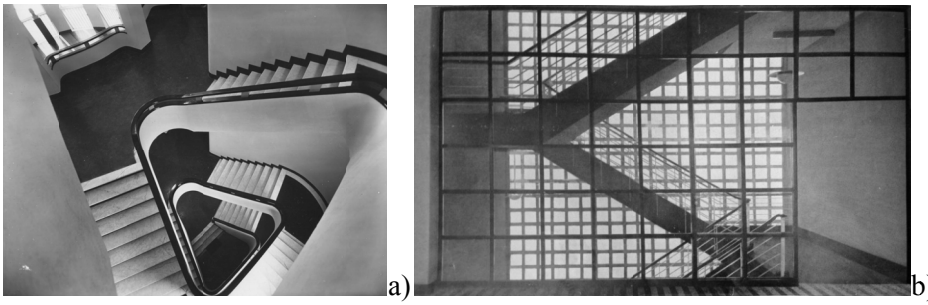


Figura 3. 7. a)Scala della Ex Scuola della Gioventù Italiana del Littorio a Genova; b)Scala dell'Ex Ristorante San Pietro a Genova (demolita)

Se nelle prime realizzazioni (primi anni del Novecento), la tecnica costruttiva, presentava maggiori carenze rispetto a quelle riscontrabili negli edifici degli anni Trenta e Quaranta, è pur vero che essa si associava a forme architettoniche legate alla tradizione Ottocentesca massiva delle costruzioni in muratura e la scarsa conoscenza della tecnica, portava a scelte tipologiche e formali prudenziali, che permettessero di garantire coefficienti di sicurezza molto elevati.
Al contrario, le scelte formali che caratterizzano il campione analizzato, rappresentativo degli edifici del Razionalismo Italiano, legate al rinnovamento del linguaggio architettonico che in quegli anni si andava attuando, denotano la ricerca di un'arditezza strutturale, che veniva spinta, talvolta, oltre le possibilità di una tecnologia costruttiva, quella del calcestruzzo armato, di cui ancora non si aveva una completa conoscenza ed un assoluto controllo, seppur si fosse rapidamente evoluta in pochi anni.
Risulta evidente, pertanto, la necessità di tener conto delle vulnerabilità indotte da tali scelte formali per la valutazione del rischio sismico a cui può essere soggetto il patrimonio architettonico del Razionalismo Italiano.

3.3. ASPETTI TECNOLOGICI E COSTRUTTIVI DEL CAMPIONE

Nella valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici del Razionalismo Italiano, oggi, non si può prescindere dalle sostanziali differenze tra i principi di progettazione e costruzione vigenti all'epoca della loro costruzione e quelli oggi

raccomandati dalla normativa tecnica. Accanto a questi aspetti di carattere generale, si devono considerare poi le problematiche connesse alle caratteristiche dei materiali e alle soluzioni costruttive con cui sono risolti i vari elementi strutturali.
L'analisi dei principi di progettazione e degli aspetti tecnologico-costruttivi che caratterizzano il campione di edifici, rappresentativo dell'architettura Razionalista in Italia, consente di individuare i parametri da tener conto nel modello di vulnerabilità che si intende mettere a punto. Tali aspetti rappresentano pertanto un invariante per il campione e sono rappresentativi della totalità dei casi analizzati.

3.3.1. I principi di progettazione e costruzione

Attualmente l'evoluzione della normativa e della pratica costruttiva ha portato alla progettazione fondata sul principio del *Performance Based Design*, legato alla definizione di prefissati livelli prestazionali. Le strutture, dimensionate secondo il principio di "gerarchia delle resistenze", devono garantire le prestazioni richieste per diversi stati limite, che possono raggiungere durante la loro vita utile. In questo senso, le strutture devono possedere non solo un certo livello di rigidezza e resistenza elastica per far fronte a terremoti di bassa e media intensità, e quindi soddisfare i livelli prestazionali di esercizio, ma anche un certo livello di duttilità, sia locale che globale, per far fronte ai sismi di notevole intensità allo stato limite di collasso.
Gli edifici esistenti realizzati in c.a., invece, come quelli oggetto del presente studio, sono legati ad una progettazione di tipo deterministico, in cui la struttura viene verificata solo nei confronti della massima resistenza degli elementi strutturali che la compongono. In questo tipo di approccio, alle "tensioni ammissibili", la tensione è calcolata secondo un modello elastico che non tiene conto del raggiungimento di condizioni critiche anche per effetti deformativi, di perdita di equilibrio o di durabilità.
Oltre a questi aspetti di carattere generale, gli edifici razionalisti presentano caratteristiche specifiche, legate ai principi di progettazione e costruzione, che li differenziano in modo sostanziale dai nuovi edifici in c.a.

A questo proposito si distinguono:

- caratteristiche globali, come la regolarità strutturale (sia in pianta che in elevazione) e la disposizione degli elementi strutturali;
- caratteristiche locali, come i dettagli costruttivi e le caratteristiche meccaniche dei materiali, nonché eventuali errori o mancanze riscontrate nelle operazioni di progettazione.

La regolarità strutturale in pianta ed in elevazione è un fattore fondamentale per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici.

Per quanto riguarda la regolarità in pianta, si considera negativa la presenza di asimmetrie, che tendono ad allontanare il centro di rigidezza dal centro di massa con conseguenti effetti torsionali su alcuni elementi strutturali, e la presenza di rientranze che determinano concentrazioni di sforzo e quindi di maggiore debolezza della costruzione.

Per quanto riguarda l'irregolarità in altezza, si sottolinea come edifici alti o molto snelli sono anche molto flessibili; ciò comporta una riduzione dell'accelerazione eccitatrice cui fa seguito una conseguente diminuzione delle singole forze di piano. Lo sviluppo altimetrico delle costruzioni determina inoltre masse strutturali maggiori, con aumento della risultante delle forze inerziali complessive, e innalzamento del baricentro strutturale cui corrisponde un aumento del momento ribaltante. Tale aspetto risulta di particolare interesse nell'analisi dei manufatti oggetto del presente studio, con riferimento alla tipologia "edifici alti" e "edifici compatti con torre" individuati al §3.2.

Alcune configurazioni, pur essendo regolari in relazione alla forma ed alla rigidezza, risultano per contro irregolari a causa della distribuzione delle masse strutturali.

Un rilievo speditivo è in grado di fornire informazioni circa gli aspetti macroscopici più evidenti, ma la regolarità è anche influenzata da altri fattori quali la tipologia e la disposizione del sistema resistente, del vano scala, del nucleo ascensore e delle tamponature.

Con riferimento alla disposizione degli elementi strutturali, si riscontra spesso la presenza di telai in un'unica direzione: il collegamento tra telai paralleli è affidato soltanto al solaio e ai telai di estremità, quando presenti. Infatti, gli elementi strutturali sono generalmente progettati e disposti senza alcun riferimento ad aspetti connessi all'azione di forze orizzontali, come conseguenza

della filosofia di progettazione ai soli carichi verticali con cui gli edifici sono stati progettati e che spesso portava alla realizzazione di sistemi resistenti con elevata deformabilità, ma privi delle necessarie capacità duttili. In presenza di azioni sismiche, la disposizione di telai in un'unica direzione può portare al collasso della struttura a causa della ridotta resistenza in una delle due direzioni in cui l'azione sismica può essere suddivisa. Anche in presenza di azioni sismiche modeste, la notevole deformabilità può portare comunque ad un livello di danneggiamento non strutturale elevato.

Alla regolarità strutturale contribuisce significativamente anche la presenza delle tamponature e la posizione del vano scala. Quest'ultimo, se localizzato in posizione eccentrica, può dare origine a considerevoli effetti torsionali, data l'elevata rigidezza dei telai all'interno dei quali risulta inserito. La struttura del corpo scala è generalmente costituita da solette rampanti o da travi a ginocchio e solette a sbalzo.

La presenza delle tamponature, invece, determina, come si è in parte già analizzato (§2), problematiche riconducibili all'interazione tra elementi strutturali ed elementi non strutturali. La tipologia di danno causato da questo tipo di interazione è spesso dovuta ad un'errata disposizione degli elementi non strutturali, ma soprattutto alla mancanza di opportuni accorgimenti, in termini di dispositivi di armatura, per supportare l'incremento di sollecitazione dovuto alla presenza dei pannelli di tamponamento molto rigidi, come quelli costituiti da mattoni pieni, che rappresentano la tipologia più frequentemente utilizzata nelle pareti perimetrali degli edifici del Razionalismo Italiano.

La distribuzione irregolare di elementi resistenti e irrigidenti determina condizioni di grande rischio anche in relazione ai cosiddetti meccanismi di "piano debole" che si verifica in tre tipiche circostanze:

- quando le colonne di un piano sono sensibilmente più alte e, pertanto, più flessibili di quelle di altri piani;
- quando una parte di elementi resistenti verticali sono interrotte in corrispondenza di un piano;
- quando i muri di tamponamento sono interrotti in corrispondenza di un piano.

Quest'ultima situazione si verifica in particolare quando la costruzione è realizzata su pilotis, carattere ricorrente dell'architettura Razionalista in Italia (§3.2).
Le caratteristiche locali, legate alle caratteristiche meccaniche dei materiali ed ai dettagli costruttivi, che caratterizzano gli edifici del Razionalismo Italiano, sono analizzate nel dettaglio nei successivi paragrafi (§3.3.2 e §3.3.3).

3.3.2. Le caratteristiche meccaniche dei materiali: calcestruzzo e acciaio

Sia il calcestruzzo che l'acciaio di armatura hanno avuto, nel tempo, un continuo miglioramento dal punto di vista prestazionale, sia grazie alle nuove tecnologie di produzione, che ai criteri di accettazione che si sono sviluppati con l'aggiornamento delle Norme Tecniche sulle costruzioni nel corso degli anni (Mariniello, 2007).
Intorno agli anni Venti, l'accessibilità della tecnica a fasce sempre crescenti di costruttori, favoriva la diffusione capillare sul territorio, ma allo stesso tempo, rendeva meno facile il controllo da parte delle amministrazioni pubbliche con il rischio di speculazioni sui materiali[2]. Per questo, si determinò la necessità di aggiornare la normativa sulle opere in calcestruzzo armato, in vigore, senza modifiche dal 1907.
Si sono succedute diverse edizioni:

- R.D.L. 4/9/1927 n. 1981
- R.D.L. 7/6/1928 n. 1431
- R.D.L. 4/4/1929 n. 592
- R.D.L. 18/7/1930 n. 1133
- R.D.L. 23/5/1932 n. 832

[2] Revere denunciava il fatto che la scarsa produzione di cemento rispetto alla enorme richiesta incideva sulla qualità delle forniture. Lo squilibrio del mercato, se da una parte contribuiva a mantenere alti i prezzi e quindi i costi di costruzione, dall'altro favoriva "l'invasione di prodotti scadenti, insufficientemente stagionati, spediti da fabbriche senza idonei mezzi di produzione e senza magazzini". (G. Revere, In tema di "cemento", Le Industrie del Cemento, 2, 1925, pp. 13-15).

- R.D.L. 29/7/1933 n. 1213
- R.D.L. 16/11/1939 n.2228-2229

Nel Bollettino Ufficiale del Ministero dei Lavori Pubblici 1-11 marzo 1925, Prescrizioni per l'accettazione degli agglomeranti idraulici e l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice ed armato (G.U. n. 135 del 12 giugno 1925) vennero recepite le indicazioni dell'Associazione per gli studi sui materiali, riunitasi a Torino, per la revisione delle norme alla luce dei progressi nella produzione dei materiali e delle tecniche costruttive, sull'esempio di molte altre nazioni in Europa ed in America.
Le prime normative, a partire da quelle del 1907, davano particolare importanza alle proprietà dei materiali ed alle relative prove di accettazione. Esse contenevano, infatti, una prima parte destinata agli agglomeranti idraulici e una seconda contenente più specificatamente le norme sul cemento armato.
Molti erano gli aspetti da approfondire, soprattutto in merito al confezionamento del calcestruzzo. In particolare, in quegli anni, si studiava analiticamente l'influenza della natura delle ghiaie e delle sabbie sulla resistenza del conglomerato e il quantitativo ottimale di acqua nell'impasto da cui dipendeva la porosità, la resistenza e la durabilità, problema, quest'ultimo molto sentito. Le ricerche si concentravano comunque in massima parte sul cemento, che tra tutti i componenti del calcestruzzo era sicuramente quello maggiormente passibile di perfezionamenti.
L'innovazione veramente importante arrivava però nel 1927 con le "Nuove norme per l'accettazione degli agglomeranti idraulici e l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice ed armato", R.D.L. n. 1981 del 4 settembre 1927, pubblicato sulla G.U. n. 261 dell'11 novembre 1927, che estendevano le prescrizioni a tutte le opere in cemento armato, sia pubbliche che private, da chiunque eseguite.
Si introduceva, per la prima volta, la distinzione tra cemento di prima e di seconda qualità, differenziando i rispettivi valori limite per la tensione normale (30 kg/cm^2 e 40 kg/cm^2).
Venivano riviste modalità di macinazione e di cottura dei cementi, elementi che erano risultati determinanti per la qualità del materiale, ma, soprattutto, si iniziarono a produrre in quegli anni cementi di tipo artificiale. Nel 1932, più

della metà di produzione complessiva era di cemento artificiale, anche perché la crescente domanda interna di cemento non poteva più essere soddisfatta con le sole cave di materiale naturale. Nascevano così, grazie ai notevoli finanziamenti in questo campo, una serie di stabilimenti in prossimità di giacimenti calcarei e argillosi, mentre molte fabbriche di cemento naturale si riconvertivano. Le scorie d'altoforno provenienti dall'industria siderurgica, mescolate con una percentuale variabile di clinker di cemento Portland, davano un cemento, noto come cemento d'altoforno, che, oltre ad essere particolarmente economico, si riconosceva avere un utile impiego nelle costruzioni marine o in presenza di acque solforose.
Se da un lato si individuavano miscele che, pur non possedendo le resistenze elevate del Portland, riducevano di molto i costi di produzione, dall'altra si mirava a produrre cementi più costosi ma con prestazioni molto elevate, sia in termini di resistenza che di tempi di presa.
Nel giugno del 1928 venivano emanate nuove norme, che modificavano sostanzialmente le precedenti, entrate in vigore solo pochi mesi prima, "Prescrizioni per l'accettazione degli agglomeranti idraulici e l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice ed armato", R.D.L. n. 1431 del 7 giugno 1928, pubblicato sulla G.U. n. 156 del 6 luglio 1928.
Nelle suddette prescrizioni, venivano apportate modifiche ai carichi di sicurezza e abolita la distinzione fra cemento di prima e di seconda qualità. Si distinguevano ora tre fasce di resistenza ammissibile per il conglomerato in funzione della resistenza a rottura della malta con cui veniva confezionato: fermo restando il coefficiente di sicurezza rispetto al carico di rottura per schiacciamento a 28 giorni, pari a 4, per un calcestruzzo normale si stabilivano i valori massimi di 30 Kg/cm^2 per compressione semplice e 40 Kg/cm^2 per flessione.
Nel 1929 veniva emanata una legge specifica, "Norme per l'accettazione dei cementi speciali", R.D. n. 592 del 4 aprile 1929, pubblicato sulla G.U. n.101 del 30 aprile 1929, per regolamentare l'accettazione dei cementi speciali e l'esecuzione delle opere in conglomerato composto con tali cementi: quelli alluminosi, ad alta resistenza, d'altoforno e pozzolanici venivano finalmente immessi sul mercato e sottoposti a relativi controlli, abolendo la preventiva approvazione del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e spostando la

responsabilità sul direttore dei lavori. Per i cementi ad alta resistenza, utilizzati limitatamente ad opere e circostanze particolari, il carico di sicurezza in strutture sollecitate a compressione semplice veniva fissato pari a 50 kg/cm^2.
Nel 1930 il regolamento veniva ulteriormente riformato con le "Norme per le prove d'accettazione degli agglomeranti idraulici e per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio", R.D. n. 1133 del 18 luglio 1930, pubblicato sulla G.U. n.203 del 30 agosto 1930. Veniva proibito l'uso del ferro saldato per tutte le opere, anche quelle di minore importanza, vietati i getti durante i periodi di gelo, tranne che per i cementi alluminosi, e adeguati i carichi di sicurezza per i cementi speciali.
A distanza di poco più di anno vennero emanate le "Norme per l'accettazione degli agglomeranti idraulici e per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio", R.D.L. n. 832 del 23 maggio 1932, pubblicato sulla G.U. n. 169 del 23 luglio 1932 e le "Norme per l'accettazione degli agglomeranti idraulici e per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio", R.D.L. n. 1213 del 29 luglio 1933, pubblicato sulla G.U. n. 224 del 29 luglio 1933. Entrambe non soddisfacevano le richieste dei produttori e dei progettisti che auspicavano l'adozione di norme meno restrittive, ritenute più adatte alle esigenze di una moderna tecnica costruttiva sempre in aggiornamento, ovvero che il conglomerato semplice non fosse regolamentato al pari di quello armato e che per i cementi ad alta resistenza fossero aumentati i carichi di sicurezza e ridotti i tempi di disarmo.
Per completezza di analisi del quadro normativo, non si può tralasciare di considerare le limitazioni autarchiche sul materiale imposte a seguito del R.D.L. n. 1326 del 7 settembre 1939 "Nuove disposizioni che vietano l'impiego del cemento armato e del ferro nelle costruzioni ed in alcuni altri usi". Grazie alle numerose deroghe concesse per opere in corso o di speciale interesse pubblico e grazie alla volontà dei tecnici che non accettarono la "condanna" di un materiale che aveva raggiunto enormi progressi in poco più di un trentennio, le costruzioni in conglomerato cementizio armato continuarono comunque a diffondersi in tutto il territorio italiano. Le linee di ricerca per il miglioramento del grado di autarchia del materiale erano indirizzate da un lato a raggiungere considerevoli economie di ferro attraverso un più razionale sfruttamento del materiale, con una revisione globale del calcolo delle strutture; dall'altro a

sperimentare tecniche e materiali alternativi per la sostituzione del ferro di armatura.
A dimostrazione del diverso atteggiamento, oltre che dei tecnici, anche delle amministrazioni pubbliche, proprio nel 1939 veniva emesso un nuovo regolamento, le "Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato", R.D. n.2229 e n. 2228 del 16 novembre 1939, pubblicati sulla G.U. n. 92 del 18 aprile 1940. Questi due decreti, che segnano la fine delle norme cosiddette di "prima generazione" regolamentarono tutta la produzione edilizia fino al 1971. Entrambe le norme confermavano i valori per le tensioni ammissibili per l'acciaio dolce, semiduro e duro, e l'impiego di un coefficiente di sicurezza pari a 2, già stabilito dalla normativa del 1933. L'uso dell'acciaio veniva però limitato al conglomerato confezionato con cemento ad alta resistenza, per evitare la formazione di pericolose lesioni nelle zone fortemente tese. Per il conglomerato, anche se venivano apparentemente ridotti i valori delle tensioni ammissibili del cemento Portland e del cemento alluminoso, si dava la possibilità di valutare direttamente in cantiere il carico di sicurezza, dividendo per 3 il carico di rottura a 28 giorni. Grazie alla riduzione del coefficiente, fino ad allora pari a 4, si potevano toccare valori di circa 60 kg/cm^2 per semplice compressione e anche superiori nel caso di conglomerati ad alta resistenza: ovviamente tensioni ammissibili più elevate implicavano un sensibile risparmio di armature. Il coefficiente di omogeneizzazione del ferro al calcestruzzo, fonte di continue discussioni scientifiche, veniva assunto di regola pari a 10, ma con possibili riduzioni, a 8 o a 6 rispettivamente, per cementi ad alta resistenza ed alluminosi.
Nella Tabella 3. 2 si riassumono le disposizioni principali delle norme dal 1907 al 1939.

Tabella 3. 2. Principali disposizioni delle più importanti norme sulle costruzioni in conglomerato cementizio semplice ed armato susseguitesi nel corso degli anni dal 1907 al 1939 in merito alle proprietà dei materiali

	R.D. 10/01/1907	R.D.L. 07/06/1928 n.1431	R.D.L. 23/05/1932 n.832	R.D.L. 29/07/1933 n.1213	R.D.L. 16/11/1939 n.2228
		Prescrizioni per l'accettazione degli agglomeranti idraulici e per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio	Norme per l'accettazione dei leganti idraulici e per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio	Norme per l'accettazione dei leganti idraulici e per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio	Norme per l'accettazione dei leganti idraulici
Classificazione	Calce: idraulica eminentemente idraulica Cemento: a rapida presa a lenta presa Portland	Calce: idraulica eminentemente idraulica Cemento: a rapida presa a lenta presa Portland	Calce: idraulica eminentemente idraulica Cemento: a rapida presa a lenta presa Portland, d'altoforno, pozzolanico (normale e A.R.), alluminoso	Calce: idraulica eminentemente idraulica Cemento: Portland (normale e A.R.) alluminoso d'altoforno (normale e A.R.) pozzolanico (normale e A.R.) Agglomerati cementizi: a rapida presa a lenta presa	Cemento: Portland (normale e A.R.) alluminoso d'altoforno (normale e A.R.) pozzolanico (normale e A.R.) Agglomerati cementizi: a rapida presa a lenta presa

	R.D. 10/01/1907	R.D.L. 07/06/1928 n.1431	R.D.L. 23/05/1932 n.832	R.D.L. 29/07/1933 n.1213	R.D.L. 16/11/1939 n.2228
Requisiti di accettazione dei cementi	Resistenza a trazione e compressione dei cementi a lenta presa (N/mm^2): Trazione: 1,6 (7 gg) 2,0 (28 gg) Compressione: 18 (7 gg) 22 (28 gg)	Resistenza a trazione e compressione dei cementi a lenta presa (N/mm^2): Trazione: 1,8 (7 gg) 2,2 (28 gg) Compressione: 18 (7 gg) 28 (28 gg)	Resistenza a trazione e compressione dei cementi (N/mm^2): A resistenza normale: Trazione: 1,8 (7 gg) 2,2 (28 gg) Compressione: 18 (7 gg) 31 (28 gg) Ad alta resistenza: Trazione: 2 (3 gg) 2,5 (7 gg) 3 (28 gg) Compressione: 25 (3 gg) 35 (7 gg) 50 (28 gg)	Resistenza a trazione e compressione dei cementi (N/mm^2): A resistenza normale: Trazione: 2,5 (7 gg) 3 (28 gg) Compressione: 35 (7 gg) 45 (28 gg) Ad alta resistenza: Trazione: 2 (3 gg) 3 (7 gg) 3,5 (28 gg) Compressione: 25 (3 gg) 45 (7 gg) 60 (28 gg)	Resistenza a trazione e compressione dei cementi (N/mm^2): A resistenza normale: Trazione: 2,6 (7 gg) 3,2 (28 gg) Compressione: 38 (7 gg) 50 (28 gg) Ad alta resistenza: Trazione: 2,1 (3 gg) 3,1 (7 gg) 3,7 (28 gg) Compressione: 29 (3 gg) 50 (7 gg) 68 (28 gg)
Qualità dei materiali	Cemento: impiego esclusivo di cemento di tipo Portland Inerti: ghiaia Φmax=50 mm Dosatura normale cls: 300 kg cemento, 0,4 m^3 sabbia, 0,8 m^3 ghiaia	Cemento: impiego esclusivo di cemento a lenta presa Inerti: ghiaia Φmax=30-50 mm Dosatura normale cls: 300 kg cemento, 0,4 m^3 sabbia, 0,8 m^3 ghiaia	Cemento: impiego esclusivo di cemento a lenta presa Inerti: ghiaia Φmax=30-50 mm Dosatura normale cls: 300 kg cemento, 0,4 m^3 sabbia, 0,8 m^3 ghiaia	Cemento: impiego esclusivo di cemento a lenta presa Inerti: ghiaia Φmax=30-50 mm Dosatura normale cls: 300 kg cemento, 0,4 m^3 sabbia, 0,8 m^3 ghiaia	Cemento: impiego esclusivo di cemento a lenta presa Inerti: indicazione delle curve granulometriche (sabbia Φmax=3 mm, ghiaia Φmax=30-70 mm) Dosatura normale cls: 300 kg cemento/1m^3 di inerte Prelievo cubetti: almeno 4 ogni 500 m^3 di getto

	R.D. 10/01/1907	R.D.L. 07/06/1928 n.1431	R.D.L. 23/05/1932 n.832	R.D.L. 29/07/1933 n.1213	R.D.L. 16/11/1939 n.2228
		Consistenza cls: terra umida (15% acqua) plastico (17,5% acqua) fluido (20% acqua)	Consistenza cls: terra umida (12% acqua) plastico (15% acqua) fluido (18% acqua)	Consistenza cls: terra umida (12% acqua) plastico (15% acqua) fluido (18% acqua)	
	Resistenza cubica cls: a 28 gg > 15 N/mm^2; per altre dosature > di 5 volte il carico di sicurezza di calcolo	Resistenza cubica cls: su serie di 4 cubetti a 28 gg (media dei 4 valori, con singoli valori > 0,8 del valore medio)	Resistenza cubica cls: su serie di 4 cubetti a 28 gg (media dei 3 risultati maggiori)	Resistenza cubica cls: su serie di 4 cubetti a 28 gg (media dei 3 risultati maggiori)	Resistenza cubica cls: su serie di 4 cubetti a 28 gg (media dei 3 risultati maggiori) deve risultare tripla del carico di sicurezza e sempre > 12 N/mm^2 per cls con cemento normale e 16 N/mm^2 per cls con cemento ad alta resistenza
	Armatura: ferro colato od omogeneo; resistenza a trazione: 36-45 N/mm^2 Allungamento a rottura: 25-20%	Armatura: ferro colato od omogeneo (acciaio extradolce); resistenza a trazione: 35-50 N/mm^2 Allungamento a rottura: 27-21%	Armatura: ferro colato od omogeneo (acciaio extradolce); resistenza a trazione: 38-50 N/mm^2 Allungamento a rottura: 27-21%	Armatura: ferro colato od omogeneo (acciaio extradolce); resistenza a trazione: 38-50 N/mm^2 Allungamento a rottura: 27-21%	Armatura: acciaio dolce, acciaio semiduro o acciaio duro; Resistenza a trazione: carico di rottura (N/mm^2): 42-50 acciaio dolce; 50-60 acciaio semiduro; 60-70 acciaio duro

	R.D. 10/01/1907	R.D.L. 07/06/1928 n.1431	R.D.L. 23/05/1932 n.832	R.D.L. 29/07/1933 n.1213	R.D.L. 16/11/1939 n.2228
					limite di snervamento minimo (N/mm^2): 23 acciaio dolce; 27 acciaio semiduro; 31 acciaio duro Allungamento a rottura minimo (%): 20 acciaio dolce; 16 acciaio semiduro; 14 acciaio duro

Per quanto riguarda l'acciaio, a partire dal 1939 fino al 1964 vengono utilizzate in Italia tre tipologie di acciaio del tipo a barre lisce denominati Aq 42, Aq 50 e Aq 60. Gli edifici Razionalisti, costruiti in un'epoca immediatamente precedente, sono caratterizzati da acciai che non sottostanno, ovviamente, a tale classificazione. Ciononostante l'impossibilità di individuare riferimenti normativi per le barre di armatura ha portato ad utilizzare come riferimento la successiva classificazione in quanto la sua determinazione era stata effettuata con l'intento di normare gli acciai che usualmente venivano utilizzati nelle costruzioni precedenti e pertanto anche negli edifici Razionalisti. Le caratteristiche di questi acciai sono riportate in Tabella 3. 3:

Tabella 3. 3. Caratteristiche degli acciai di tipo "Aq"

Tipologia acciaio	Tensione ammissibile (N/mm^2)	Tensione di snervamento (N/mm^2)	Tensione di rottura (N/mm^2)
Aq 42	140	230	420
Aq 50	200	270	500
Aq 60	200	310	600

In generale, le innovazioni contenute in ogni nuova edizione delle norme, a partire dal 1907 fino al 1939, non sono sensibili, in ogni modo è evidente che la normativa veniva influenzata dal miglioramento della qualità dei materiali,

dovuto all'evoluzione della tecnica del c.a., e dai risultati pratici che la teoria elastica confermava.
I più importanti aggiornamenti introdotti progressivamente nelle varie edizioni delle norme, e principalmente in quella del 1939, sono stati: l'aumento dei tassi di lavoro del calcestruzzo e dell'acciaio; l'introduzione di regole di calcolo sempre più precise; la presa in considerazione di aspetti fisici e deformativi del calcestruzzo quale il ritiro; il miglioramento delle disposizioni costruttive in relazione alla pratica costruttiva e quindi all'esperienza che in materia si consolidava sempre più.
Fare riferimento unicamente alle caratteristiche meccaniche dei materiali richieste dalle normative, per le costruzioni di edifici, nel decennio che va dal 1930 al 1940 circa, non basta, però, a considerare le problematiche che possono caratterizzarli. Infatti, come è noto, il calcestruzzo armato, ha dimostrato, con il trascorrere del tempo, notevoli criticità dal punto di vista della durabilità. I principali fattori che determinano tali criticità sono il degrado e la vetustà.
Il degrado delle strutture in calcestruzzo armato è riconducibile, nella gran parte dei casi, all'ambiente atmosferico o agli eventi eccezionali naturali e antropici, spesso combinati fra loro e amplificati nel tempo dall'assenza di manutenzione e dalla conseguente evoluzione del fenomeno. Inoltre, esiste una vulnerabilità intrinseca fisiologica del sistema acciaio-calcestruzzo, ben superiore a quella delle costruzioni in muratura.
Per gli edifici oggetto del presente lavoro si deve aggiungere la bassa qualità dei materiali originali e lo scarso controllo che si aveva nell'esecuzione delle opere, data la novità della tecnologia del calcestruzzo armato nel campo delle costruzioni.

Tabella 3. 4. Cause del degrado nelle strutture in calcestruzzo armato

		Primo Tipo	Secondo Tipo
Cause del degrado nelle strutture in c.a.	Fattori umani di inadempienza	Materiali inadeguati: cementi aggregati aggiunte Improprio mix design: rapporto acqua/cemento vuoti Inadeguata progettazione strutturale: copriferri posizione e densità delle armature forma e dimensione degli elementi Carenza nella tecnica di esecuzione: slump posa in opera compattazione maturazione	Reazione silice-aggregati: aggregati alcali-reattivi cemento ad alta composizione di alcali Formazione di ettringite: clinker ad alto contenuto di solfati microfessurazione esposizione all'acqua
		Calcestruzzo	Acciaio
	Vulnerabilità intrinseca	Debole resistenza a trazione; Elevato modulo di elasticità; Microfessurazione prodotta da variazioni termiche e ritiro; Microfessurazione come percorso preferenziale per l'attacco di agenti aggressivi ambientali (umidità dell'aria, ioni Cl- e SO4-)	Corrosione causata dall'esposizione all'umidità dell'aria e alla penetrazione degli ioni Cl- attraverso la microfessurazione; Natura espansivo-distruttiva dei processi di corrosione e conseguente macrofessurazione nel copriferro

Al fine avere un riferimento diretto delle caratteristiche meccaniche dei materiali ottenibili, in via qualitativa, dalle indicazioni normative dell'epoca di costruzione, sono state eseguite campagne d'indagine per i casi studio che sono stati analizzati in dettaglio:

- Ex Casa del Fascio a Genova Bolzaneto (1934-1936);
- Ex Scuola della Gioventù Italiana del Littorio a Genova (1937);

- Ex Ristorante San Pietro a Genova (1935-1938).

I risultati ottenuti, oltre ad individuare le caratteristiche meccaniche dei materiali dei casi studio, forniscono un riferimento per tutti i manufatti del campione che possono assimilarsi, per periodo di costruzione e tipologia, agli edifici indagati nel dettaglio.

Le campagne diagnostiche, riportate in modo esteso in Allegato B, sono state effettuate mediante gli strumenti messi a disposizione dal Laboratorio Ufficiale dei Materiali da Costruzione del Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica e Ambientale (DICCA) dell'Università degli Studi di Genova. I valori di resistenza cubica a compressione del calcestruzzo, mediante la combinazione dei risultati delle prove sclerometriche ed ultrasoniche, attraverso il metodo Sonreb, sono quelli riportati in Figura 3. 8:

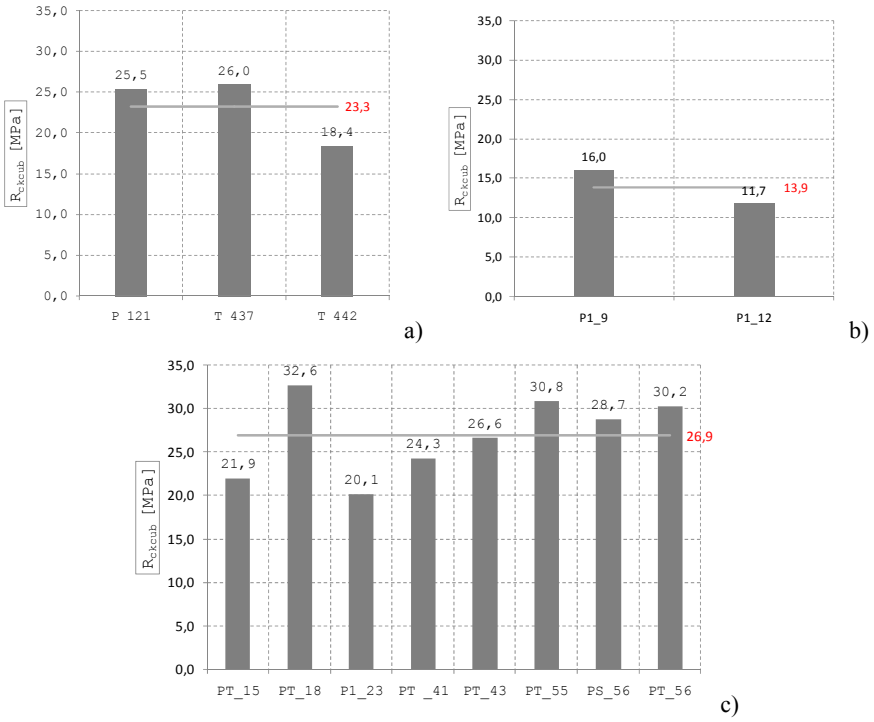


Figura 3. 8. Rielaborazione dei risultati delle campagne diagnostiche effettuate in situ mediante il metodo combinato Sonreb: a) Ex Casa del Fascio a Genova Bolzaneto (GE); b) Ex Ristorante San Pietro a Genova (GE); c) Ex Scuola della Gioventù Italiana del Littorio (GE)

I valori medi ottenuti dimostrano una certa variabilità delle caratteristiche meccaniche del materiale calcestruzzo.
In particolare si osserva la resistenza cubica a compressione rilevata negli elementi dell'"Ex Ristorante San Pietro" significativamente minore rispetto a quella ottenuta per le strutture degli altri due edifici. Tale differenza potrebbe essere legata al fatto che la prima è un'opera che fu commissionata da un privato, mentre le altre due rientrano in quella produzione edilizia pubblica promossa dal regime fascista. L'utilizzo di materiali che per l'epoca presentavano buone caratteristiche e la cura in fase di realizzazione erano motivati verosimilmente dall'importanza che questi edifici pubblici avevano, sia sotto l'aspetto funzionale che propagandistico. La buona qualità del materiale è evidenziata, inoltre, dal buono stato di conservazione, salvo pochi e localizzati casi (es. nella Torre Littoria della Ex Casa del Fascio a Genova Bolzaneto), in cui il degrado si è manifestato con l'espulsione del copriferro a causa della corrosione delle barre di armatura. Questi rari casi sono comunque associabili a fenomeni puntuali nei quali è stata evidenziata la presenza di acqua dovuta ad una scarsa impermeabilizzazione del manto di copertura.
In linea generale, quello che è importante sottolineare, ai fini del presente studio, è che, sebbene le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo negli edifici realizzati intorno agli anni '30 e '40, siano mediamente superiori a quelle riscontrabili nei primi edifici in conglomerato cementizio armato (primi anni del '900), non mancano casi in cui il materiale presenti valori di resistenza a compressione tali da non permettere la classificazione come "calcestruzzo strutturale" secondo la normativa attuale.
Per questo, nel modello di vulnerabilità che si intende mettere a punto per gli edifici del Razionalismo Italiano, sarà necessario valutare l'influenza della qualità del calcestruzzo sulla risposta strutturale, soprattutto in relazione alla possibile presenza di valori molto bassi di resistenza.

3.3.3. I dettagli costruttivi

Le normative tecniche passate in rassegna al §3.3.2, dopo una prima parte dedicata alle caratteristiche dei materiali da utilizzarsi, contenevano una seconda parte dedicata specificatamente all'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato.
Nella Tabella 3. 5 si riportano schematicamente le principali indicazioni contenute in dette norme:

Tabella 3. 5. Principali disposizioni delle più importanti norme sulle costruzioni in conglomerato cementizio semplice ed armato susseguitesi nel corso degli anni dal 1907 al 1939 in merito a dettagli costruttivi, esecuzione e collaudo

	R.D. 10/01/1907	R.D.L. 07/06/1928 n.1431	R.D.L. 23/05/1932 n.832	R.D.L. 29/07/1933 n.1213	R.D.L. 16/11/1939 n.2228
		Prescrizioni per l'accettazione degli agglomeranti idraulici e per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio	Norme per l'accettazione dei leganti idraulici e per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio	Norme per l'accettazione dei leganti idraulici e per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio	Norme per l'accettazione dei leganti idraulici
Norme di progettazione	Carichi di sicurezza cls: compressione: $\sigma_c=\sigma_{c25}/5$	Carichi di sicurezza cls: compressione: $\sigma_c=\sigma_{c25}/4$ taglio: $\tau_c<0,2$ N/mm^2	Carichi di sicurezza cls: compressione: $\sigma_c=\sigma_{c20}/4$ taglio: $\tau_c<0,2$ N/mm^2 (cls con cemento normale); 0,4 (cls con cemento ad alta resistenza)	Carichi di sicurezza cls: compressione: $\sigma_c=\sigma_{c25}/4$ taglio: $\tau_c<0,2$ N/mm^2 (cls con cemento normale); 0,4 (cls con cemento ad alta resistenza)	Carichi di sicurezza cls: compressione $\sigma_c=\sigma_{c25}/3$ taglio: $\tau_c<0,4$ N/mm^2 (cls con cemento normale); 0,6 (cls con cemento ad alta resistenza)

	R.D. 10/01/1907	R.D.L. 07/06/1928 n.1431	R.D.L. 23/05/1932 n.832	R.D.L. 29/07/1933 n.1213	R.D.L. 16/11/1939 n.2228
Norme di progettazione	Carichi di sicurezza armature metalliche: 100 N/mm^2 $n=E_f/E_c=10$	Carichi di sicurezza armature metalliche: 120 N/mm^2 $n=E_f/E_c=10$	Carichi di sicurezza armature metalliche: 120 N/mm^2 $n=E_f/E_c=10$	Carichi di sicurezza armature metalliche: 120 N/mm^2 $n=E_f/E_c=10$	Carichi di sicurezza armature metalliche(N/mm^2): Acciaio dolce: 140 Acciaio semiduro e duro: 200 Cemento normale $n=E_f/E_c=10$ Cemento A.R. $n=E_f/E_c=8$ Cemento alluminoso: $n=E_f/E_c=6$
		Armatura minima: Pilastri rettangolari: $A_f<1\%A_c$ ($A_c<160000$ mm^2) $A_f<0,7\%A_c$ ($A_c>640000$ mm^2)	Armatura minima: Pilastri rettangolari: $A_f<1\%A_c$ ($A_c<160000$ mm^2) $A_f<0,7\%A_c$ ($A_c>640000$ mm^2)	Armatura minima: Pilastri rettangolari: $A_f<1\%A_c$ ($A_c<160000$ mm^2) $A_f<0,7\%A_c$ ($A_c>640000$ mm^2)	Armatura minima: Pilastri rettangolari: $A_f<0,8\%A_c$ ($A_c<200000$ mm^2) $A_f<0,5\%A_c$ ($A_c>800000$ mm^2)
		Passo delle staffe: Nei pilastri: $p=10\Phi$ Coeff. di dilatazione lineare: 0,000012	Passo delle staffe: Nei pilastri: $p<10\Phi$ Coeff. di dilatazione lineare: 0,000012	Passo delle staffe: Nei pilastri: $p<10\Phi$ Coeff. di dilatazione lineare: 0,000012	Passo delle staffe: Nei pilastri: $p<10\Phi$ Coeff. di dilatazione lineare: 0,00001

	R.D. 10/01/1907	R.D.L. 07/06/1928 n.1431	R.D.L. 23/05/1932 n.832	R.D.L. 29/07/1933 n.1213	R.D.L. 16/11/1939 n.2228
Norme di progettazione		Giunti di dilatazione: non indicata la distanza massima Ritiro: 0,15 mm/m Modulo elastico del cls: E=15000 N/mm^2	Giunti di dilatazione: non indicata la distanza massima Ritiro: 0,15 mm/m Modulo elastico del cls: E=20000 N/mm^2	Giunti di dilatazione: non indicata la distanza massima Ritiro: 0,15 mm/m Modulo elastico del cls: E=20000 N/mm^2	Giunti di dilatazione: max 50 m \Ritiro: assimilato a ΔT=20°C o 10°C per % di armatura variabile dal 1% al 2% Modulo elastico del cls: determinato sperimentalmente

	R.D. 10/01/1907	R.D.L. 07/06/1928 n.1431	R.D.L. 23/05/1932 n.832	R.D.L. 29/07/1933 n.1213	R.D.L. 16/11/1939 n.2228
Norme di esecuzione	Sovrapposizione dei ferri: min 30Φ	Sovrapposizione dei ferri: min 30Φ Copriferro: Ambiente naturale: min 8 mm per le solette e 20 mm per le nervature Salsedine o gas nocivi: min 35 mm Disarmo: sponde casseri min. 5 gg solette min. 10 gg puntelli min. 30 gg	Sovrapposizione dei ferri: min 30Φ Copriferro: Ambiente naturale: min 8 mm per le solette e 20 mm per le nervature Salsedine o gas nocivi: min 35 mm Disarmo (cls con cemento normale): sponde casseri min. 5 gg solette min. 10 gg puntelli min. 30 gg	Sovrapposizione dei ferri: min 30Φ Copriferro: Ambiente naturale: min 8 mm per le solette e 20 mm per le nervature Salsedine o gas nocivi: min 35 mm Disarmo (cls con cemento normale): sponde casseri min. 5 gg solette min. 10 gg puntelli min. 30 gg	Sovrapposizione dei ferri: min 30Φ Copriferro: Ambiente naturale: min 8 mm per le solette e 20 mm per le nervature Salsedine o gas nocivi: min 35 mm Disarmo (cls con cemento normale): sponde casseri min. 5 gg solette min. 10 gg puntelli min. 30 gg
Norme di collaudo	Prove di carico non prima di 60 gg Frecce permanenti<30 %frecce totali e assenza di fessurazioni Freccia solaio incastrato: f<l/1000	Prove di carico non prima di 50 gg Frecce permanenti<30 %frecce totali e assenza di fessurazioni Deformazione elastica misurata non maggiore di quella calcolata	Prove di carico non prima di 50 gg Frecce permanenti<30 %frecce totali e assenza di fessurazioni Deformazione elastica misurata non maggiore di quella calcolata	Prove di carico non prima di 50 gg Frecce permanenti<30 %frecce totali e assenza di fessurazioni Deformazione elastica misurata non maggiore di quella calcolata	Prove di carico non prima di 50 gg Criterio sulla stabilità con il confronto tra deformazioni elastiche misurate e calcolate

Accanto alla normativa specifica per le costruzioni in conglomerato cementizio armato, il periodo considerato vide il fiorire di una consistente produzione manualistica, che rappresentava un importante riferimento per i progettisti dell'epoca. In essa, si trovavano indicazioni precise sia sulla metodologia di calcolo, sia sulle modalità di disposizione delle armature nei diversi elementi strutturali. Uno di questi, destinato a rimanere nella storia della letteratura tecnica è *Il cemento armato nelle costruzioni civili ed industriali* di Luigi Santarella, di cui si riportano alcune indicazioni relative ai diversi elementi strutturali.

Solai

La tipologia di solai più comunemente utilizzata era quella a soletta piena, in cui l'armatura si distribuiva nella zona inferiore, con un copriferro compreso tra 0,8 e 2 cm.

Dato *d* lo spessore, *h* l'altezza utile (distanza dei ferri tesi dal bordo compresso), *x* la distanza dell'asse neutro dal bordo compresso, *b* la larghezza della striscia considerata (in genere b = 100 cm) e *M* il momento, si determinava la sezione mediante le formule:

$$h = r\sqrt{M / b} \tag{3.1}$$

$$F_f = t\sqrt{M \cdot b} \tag{3.2}$$

dove *r* e *t* sono coefficienti che dipendevano dalla sollecitazione, σ_c e σ_f,e F_fl'area di ferro necessaria.

I primi solai in calcestruzzo armato, a soletta piena, che così bene rispondevano alla funzione statica di collegamento, di sostegno e di ripartizione dei carichi, presentavano alcuni inconvenienti, quali il peso eccessivo e un grande consumo di materiali. L'attenzione dei costruttori a partire dagli anni '20, si rivolse, pertanto, alla soluzione di questi inconvenienti: furono studiati vari sistemi di solai con elementi in materiale leggero nelle zone non sollecitate, che andarono via via sostituendosi ai solai pieni.

Le principali tipologie di solai utilizzate erano:

- solai nervati;
- solai in c.a. con elementi in laterizio e nervature parallele;
- solai in c.a. con elementi in laterizio e nervature incrociate.

I primi, sebbene più economici e leggeri dei solai pieni, non costituivano ancora una soluzione ottimale dal punto di vista acustico e termico. Per questo vennero sperimentati i solai latero-cementizi, contraddistinti da una certa semplicità costruttiva ed economia di materiale.

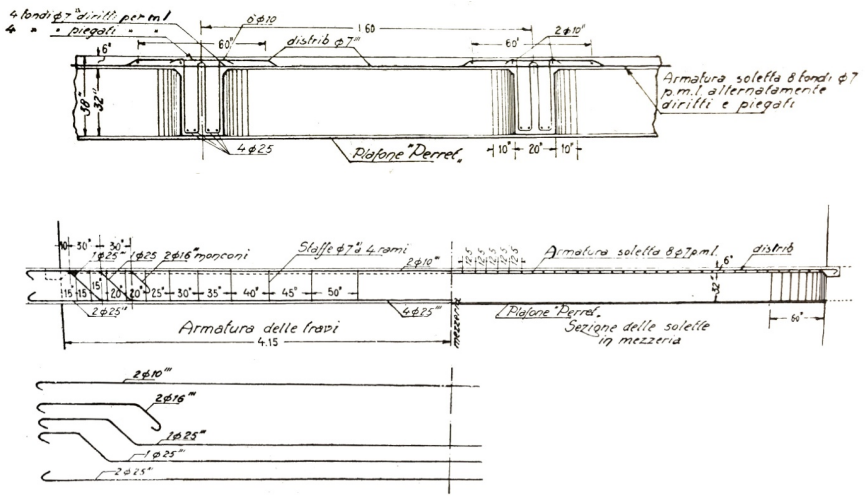
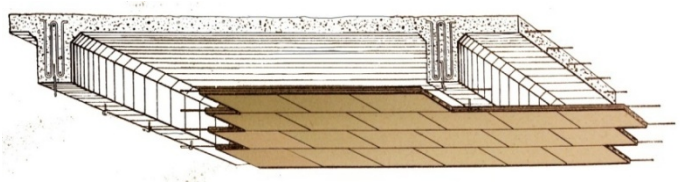


Figura 3. 9. Solai con soletta a nervature

Alcune delle tipologie di solai in c.a. ed elementi in laterizio con nervature parallele, più frequentemente utilizzate, erano i solai con plafonature in cotto formanti camera d'aria, solai con mattoni forati ed i solai Berra ondulati con laterizi forati triangolari. Di questi sono riportati in Figura 3. 10i disegni costruttivi.



a)

4

Casi Studio

4.1. Analisi di sensitività dei parametri da introdurre nel modello di vulnerabilità

La valutazione dell'incidenza di un parametro di input, sui risultati (output) di un'analisi, è un tema cruciale quando si voglia mettere a punto un modello di valutazione del comportamento di una classe di edifici caratterizzata da specificità ricorrenti, come nel caso degli edifici del Razionalismo Italiano.
In questo senso, l'analisi di sensitività dei parametri è un tipo di analisi finalizzata a quantificare il ruolo di un parametro, nello spiegare la variabilità dei valori di output (Cariboni et al., 2007). In altre parole, l'analisi di sensitività dei parametri viene utilizzata per identificare i parametri del modello che, nelle specifiche condizioni di applicazione, risultano più rilevanti e quindi quelli su cui concentrare le attività di parametrizzazione e/o calibrazione. E' importante sottolineare che, calibrare più parametri contemporaneamente può condurre ad errori di valutazione; per questo è opportuno effettuare simulazioni considerando un parametro alla volta e registrando ogni volta il risultato.
Nel presente capitolo, i parametri individuati al §3, relativi alle specificità che caratterizzano gli edifici del Razionalismo Italiano, sono stati valutati attraverso analisi di sensitività, che a partire dai casi studio, hanno permesso di ottenere risultati con valenza generale per l'intero campione di manufatti razionalisti. Infatti, i casi studio analizzati, rappresentativi delle percentuali più alte delle caratteristiche tipologiche e formali ricorrenti nel campione di edifici in Liguria, sono stati trattati come "prototipi" sui quali sono state effettuate analisi di sensitività dei parametri per comprendere il ruolo del parametro stesso.
In sintesi, i casi studio si sono considerati rappresentativi di macrotipologie all'interno del campione e si sono analizzati, considerando, inizialmente, le specificità proprie dell'edificio, e, successivamente, facendo variare i parametri

di cui si voleva conoscere l'influenza nella risposta strutturale, discostandosi pertanto dalle loro configurazioni reali.
I casi studio analizzati, come già stato detto, sono stati:

- Ex Casa del Fascio a Genova Bolzaneto (1934-1936), oggi sede della Società di Mutuo Soccorso "La Fratellanza" e di proprietà della stessa.
- Ex Scuola della Gioventù Italiana del Littorio a Genova (1937), progettata dall'Arch. Camillo Nardi Greco, oggi in disuso e di proprietà dell'Università degli Studi di Genova.
- Ex Ristorante San Pietro a Genova (1935-1938), progettata dall'arch. Mario Labò, parzialmente utilizzato come sede della Polizia Municipale e di proprietà del Comune di Genova.

4.2. CASA DEL FASCIO A GENOVA BOLZANETO (GE)

4.2.1. Descrizione del manufatto

Il primo caso studio considerato è una Ex Casa del Fascio situata a Genova Bolzaneto. Costruita tra il 1934 ed il 1936, oggi è sede della Società di Mutuo Soccorso "La Fratellanza" (proprietaria dell'immobile), che ospita, a sua volta, uffici del sindacato CGIL, del Partito Democratico e di una associazione di attività ludiche per bambini.
L'edificio presenta una pianta approssimativamente rettangolare ed un alzato non regolare per la presenza di una rastremazione in corrispondenza del secondo piano e, soprattutto, della caratteristica Torre Littoria che si erge per 19 metri dalla sommità dell'edificio. In questo caso la torre, posizionata al centro della facciata principale, ha funzione puramente estetico-simbolica (Figura 4. 1).

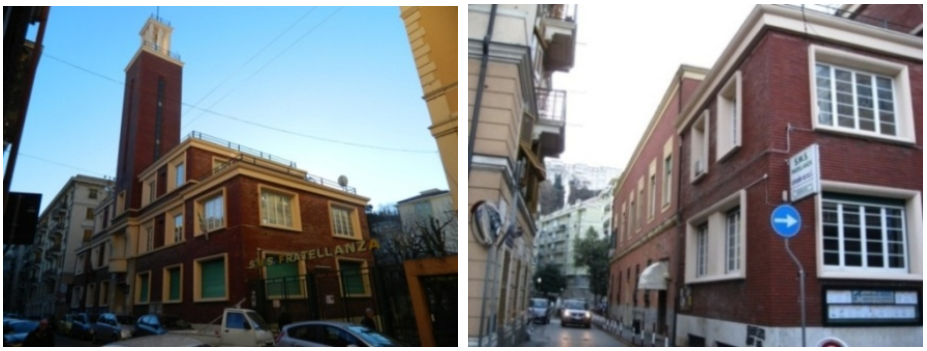


Figura 4. 1. Viste esterne della Ex Casa del Fascio a Genova Bolzaneto (GE)

L'altezza totale della costruzione è di 32,5 m, suddivisi tra 4 piani di edificio, di cui uno seminterrato, ed i quattro piani di torre littoria. In pianta l'edificio presenta due rastremazioni, di cui una in corrispondenza dell'edificio storico addossato; la lunghezza è di 31 m per 8 m di profondità sul lato Est (rastremato) e 10,5 m sul lato Ovest. Il piano seminterrato risulta ridotto sul lato Est rispetto a piano terra e piano primo; il secondo piano è ridotto simmetricamente rispetto all'asse del Prospetto Nord (facciata principale).

Nel linguaggio architettonico che caratterizza la casa littoria di Bolzaneto emergono elementi razionalisti, quali le ampie superfici vetrate e la torre littoria, unitamente ad elementi più tradizionali come le modanature ad ornamento dei prospetti. A questi si aggiungono interpretazioni moderne di elementi tradizionali come i cornicioni e i riquadri delle finestre.

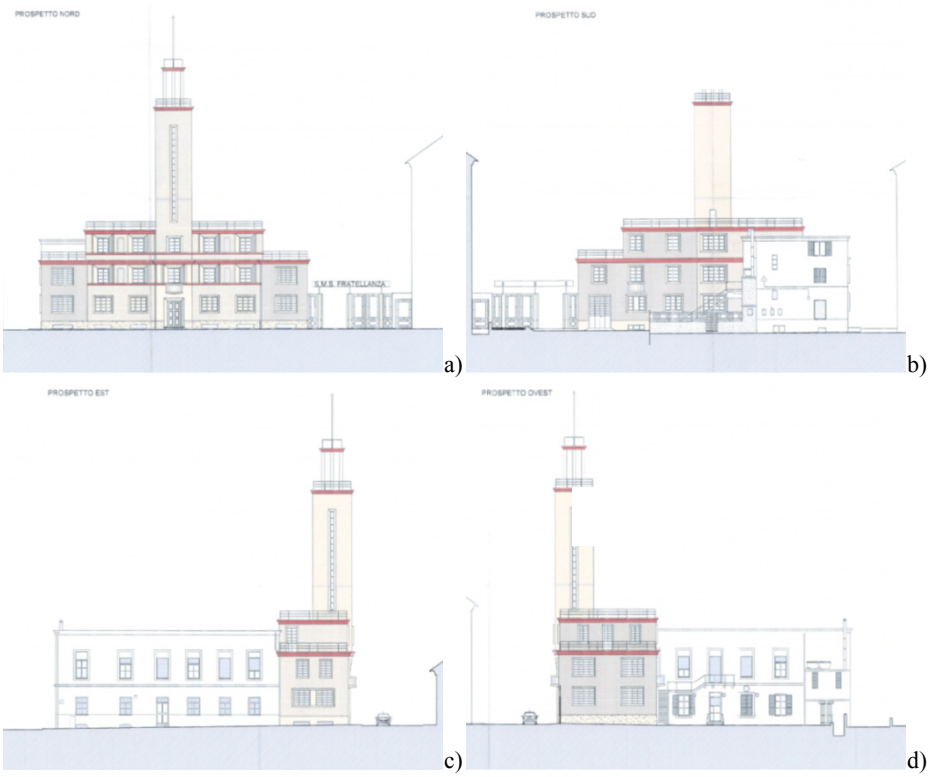
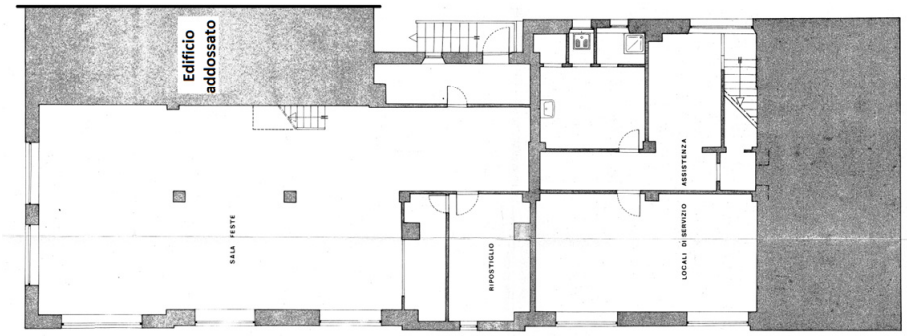
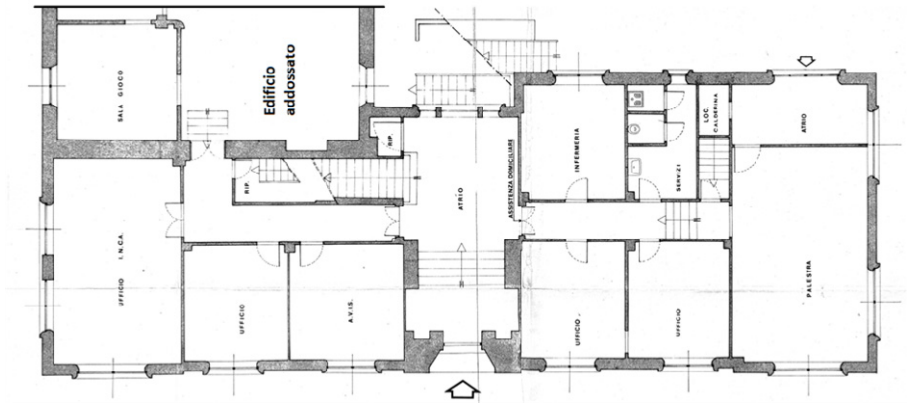


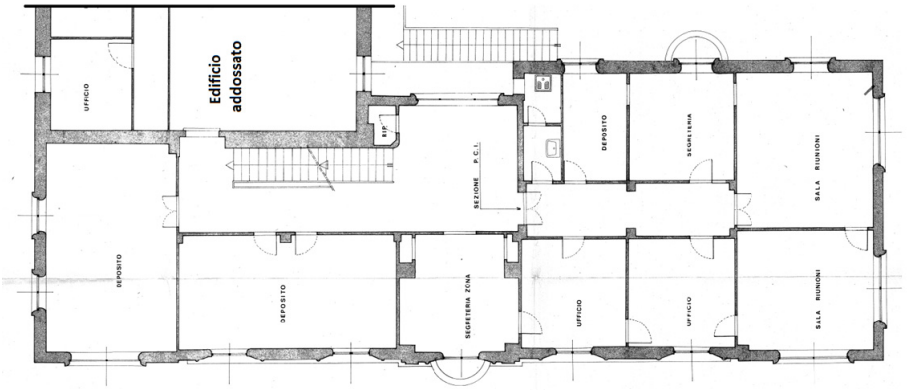
Figura 4. 2. Rilievo geometrico fornito dalla Società proprietaria (Società di Mutuo Soccorso "La Fratellanza"): a) Prospetto Nord; Prospetto Sud; c) Prospetto Est; d) Prospetto Ovest


Edificio
addossato
SALA FESTE
RIPOSTIGLIO
LOCALI DI SERVIZIO
ASSISTENZA

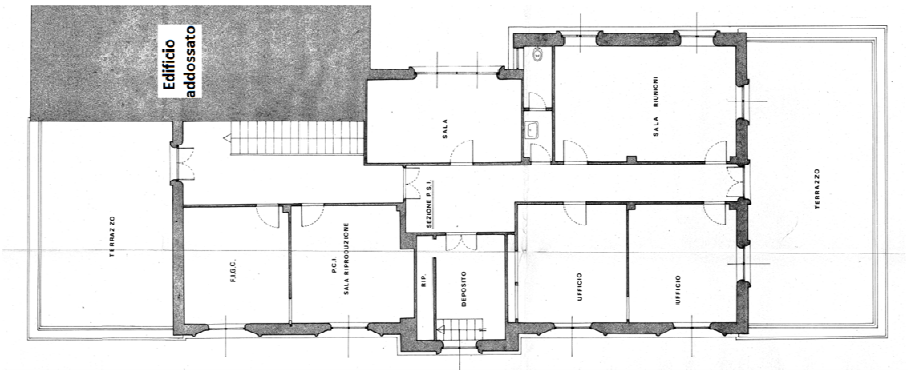
a)


Edificio
addossato
SALA GIOCO
UFFICIO I.N.C.A.
UFFICIO
A.V.I.S.
RIP
ATRIO
ASSISTENZA DOMICILIARE
INFERMERIA
SERVIZI
LOC. CALDAIA
ATRIO
UFFICIO
UFFICIO
PALESTRA

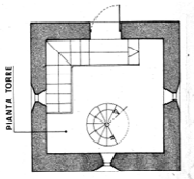
b)


Edificio
addossato
UFFICIO
DEPOSITO
DEPOSITO
SEGRETERIA ZONA
RIP
SEZIONE P.C.I.
DEPOSITO
SEGRETERIA
UFFICIO
UFFICIO
SALA RIUNIONI
SALA RIUNIONI

c)



d)



e)

Figura 4. 3. Rilievo geometrico: a) Planimetrie piano Seminterrato; b) Planimetria piano Terra; c) Planimetria piano Primo; d) Planimetria piano Secondo; e) Planimetria Torre Littoria

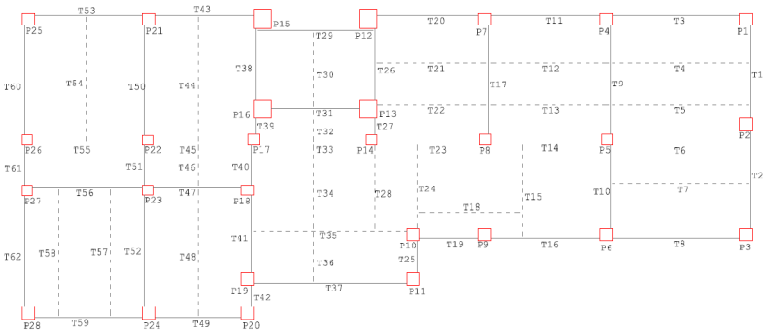
4.2.2. Analisi Statica e Dinamica

Sulla base del rilievo geometrico architettonico, si sono svolti una serie di sopralluoghi, mirati al rilievo strutturale del manufatto (dimensioni e posizionamento delle travi e dei pilastri). Si è posta inoltre l'attenzione su vari dettagli costruttivi quali lo spessore e l'orditura dei solai, lo spessore e tipologia delle pareti di tamponamento perimetrali e divisorie interne, e la struttura portante delle scale.

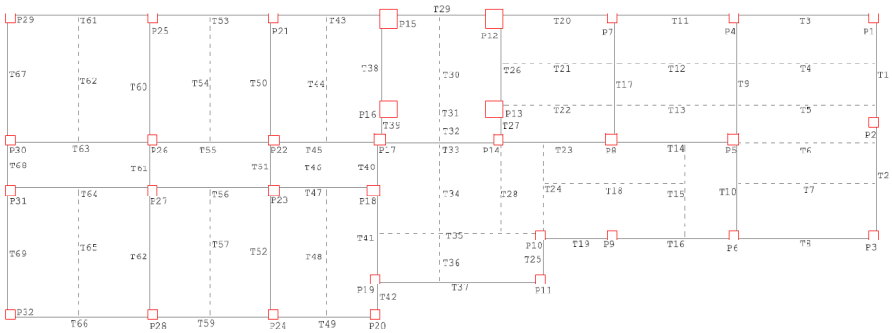
Quindi, è stata effettuata la valutazione della risposta strutturale controllando, in primo luogo, che la struttura fosse in grado di soddisfare le verifiche di normativa rispetto alle azioni statiche. Il buon comportamento strutturale rispetto alle azioni statiche è, di fatto, certificato dalla vita stessa del manufatto; tuttavia è evidente che solo il rispetto delle Normative Tecniche consente di esprimere un giudizio sulla sicurezza strutturale di un fabbricato.

4.2.2.1. Modello agli elementi finiti

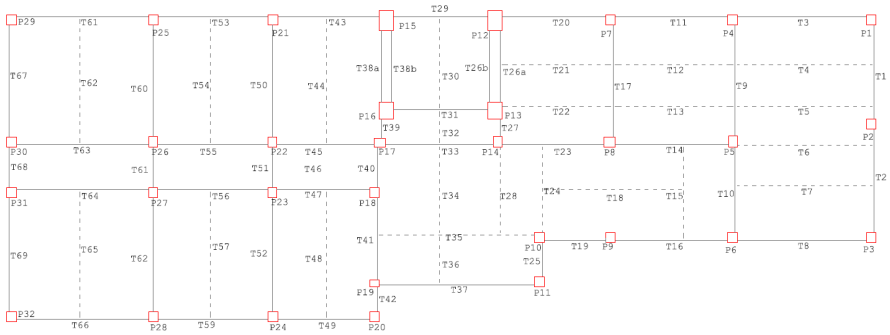
La realizzazione di un modello così complesso ha determinato l'esigenza di creare, preliminarmente al modello strutturale, un modello 3D in ambiente CAD, in cui i vari elementi strutturali lineari, fossero rappresentati con segmenti corrispondenti agli assi degli elementi stessi. In Figura 4. 4 sono riportate le piante strutturali ai vari livelli dell'edificio.



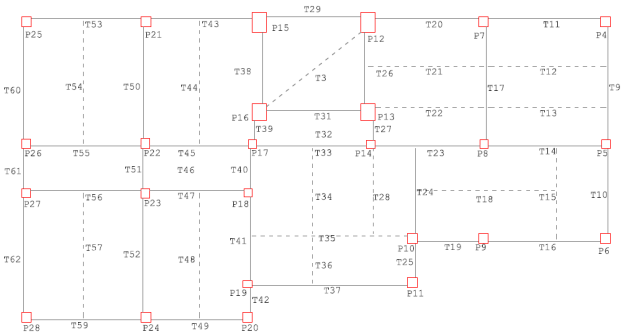
a)



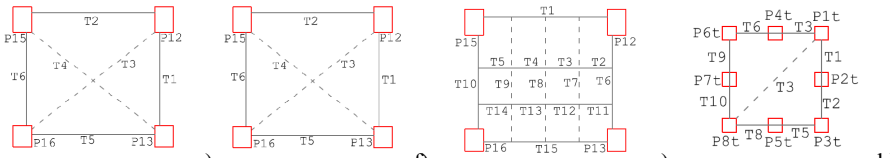
b)



c)



d)



e) f) g) h)

Figura 4. 4. Piante strutturali ai vari livelli con indicazione della numerazione assegnata ai vari pilastri ed alle varie travi: a) Pianta piano seminterrato; b) Pianta piano terra; c) Pianta piano primo; d) Pianta piano secondo; e) f) g) h) Piante ai vali livelli della torre littoria

Quindi è stato realizzato un modello ad elementi finiti tramite il codice di calcolo SAP 2000.

Per la modellazione dei vari elementi strutturali, quali travi principali, travi secondarie, pilastri, sono stati utilizzati elementi "frame", in grado di reagire alle sollecitazioni assiali, flettenti, taglianti e torsionali. A tali elementi è stata assegnata la corrispondente sezione trasversale rilevata.

Per quanto riguarda i solai, essi sono stati modellati in SAP 2000 come diaframmi rigidi, per schematizzare la tipologia di orizzontamento rilevato, ai quali sono stati poi applicati i carichi a metro quadrato, da trasferire ai telai resistenti.

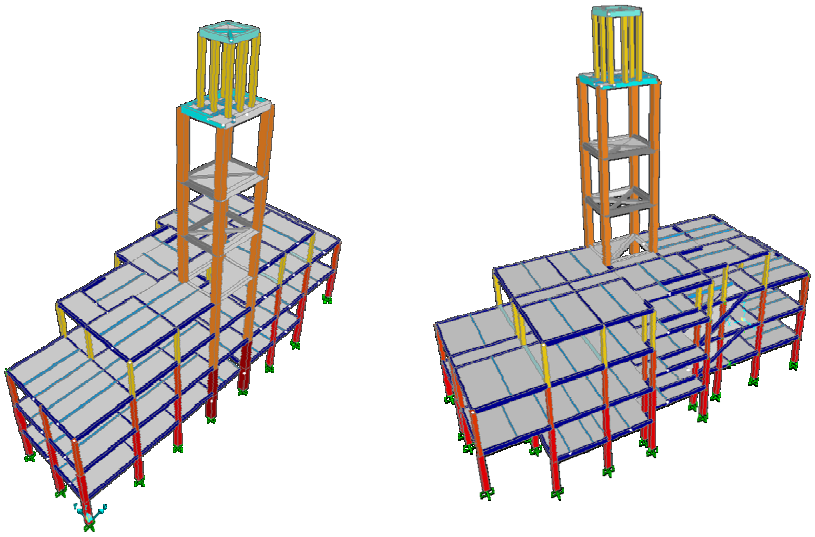


Figura 4. 5. Modello agli elementi finiti

Sono state poi assegnate le caratteristiche meccaniche dei materiali: per il calcestruzzo si è fatto riferimento alla campagna diagnostica effettuata; per l'acciaio si sono considerate le tipologie studiate al §3.3.2.
Si è pertanto definito un calcestruzzo, classe C16/20 ed un acciaio di tipo Aq50.
In sintesi, le proprietà dei materiali inserite nel programma sono quelle riassunte in Tabella 4. 1:

Tabella 4. 1. Caratteristiche dei materiali considerate

	Calcestruzzo	Acciaio
Classe/Denominazione	C16/20	Aq50
Peso specifico - ρ	25000 N/m^3	76972 N/m^3
Modulo elastico - E	28608 MPa	200000 MPa
Modulo di Poisson - ν	0,25	0,3
Coefficiente di espansione termica	1,00 E-0,5	1,17 E-0,5
Modulo di taglio - G	11443 MPa	76923 MPa

Resistenza caratteristica a compressione - f'_c	16 MPa	-
Tensione caratteristica di snervamento - f_{yk}	-	270 MPa
Tensione caratteristica di rottura - f_{tk}	-	500 MPa

Per quanto riguarda i carichi, è stata effettuata un'analisi che ha portato ai risultati riassunti in Tabella 4. 2.

Tabella 4. 2. Analisi dei carichi

Carichi			
Carico permanente strutturale	G_1	3,75 kN/m^2	Peso proprio solai
Carichi permanenti non strutturali	G_2	1,95 kN/m^2	Solai intermedi
	G_2	1,85 kN/m^2	Solai di copertura
	G_2	22,12 kN/m^1	Travi perimetrali (carico dovuto al peso dei tamponamenti esterni in mattoni pieni)
Carichi variabili	Q_{k1}	3 kN/m^2	Solai intermedi
	Q_{k1}	4 kN/m^2	Scale
	Q_{k1}	0,5 kN/m^2	Solai di copertura
Carico variabile della neve	Q_{k2}	0,8 kN/m^2	Solai di copertura

4.2.2.2. Analisi statica

Le verifiche, in relazione alle azioni statiche, sono state effettuate considerando due configurazioni di carico: per la prima, si è utilizzata la combinazione caratteristica, per simulare l'approccio di calcolo e la condizione di carico che poteva essere stata adottata nella progettazione originaria (anni 1934-36), adottando il metodo delle Tensioni Ammissibili (T.A.); per la seconda, si è utilizzata la combinazione di carico fondamentale, per verificare l'edificio secondo i criteri attuali (D.M. 14 Gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni - nel seguito N.T.C.2008, §2.5.3). Per brevità, nel seguito, chiameremo la prima configurazione "Caso T.A.", la seconda "Caso N.T.C.".

Combinazione caratteristica:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} \tag{4.1}$$

Combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} \tag{4.2}$$

Con la combinazione caratteristica le verifiche sono state condotte alle tensioni ammissibili, secondo quanto prescritto dal Decreto Ministeriale 14 febbraio 1992, che pur essendo una norma superata, è ancora oggi utilizzabile, in particolari condizioni, così come espressamente consentito dalle N.T.C.2008 al §2.7.
Con la combinazione fondamentale, invece, le verifiche sono state effettuate per lo Stato Limite Ultimo, riducendo le resistenze caratteristiche dei materiali attraverso i coefficienti parziali di sicurezza definiti per il calcestruzzo e per l'acciaio.
Per i pilastri, nel "Caso T.A.", la tensione ammissibile viene calcolata in base alla formula (4.3):

$$\overline{\sigma}_c = 6 + \frac{R_{ck} - 15}{4} \text{ [N/mm}^2\text{]} \tag{4.3}$$

Per i pilastri calcolati a compressione semplice, come in questo caso, la norma indica di ridurre il valore della tensione ammissibile. Per pilastri con dimensione trasversale minima della sezione maggiore o uguale a 25 cm, la relazione è:

$$\overline{\overline{\sigma}}_c = 0,7\overline{\sigma}_c \tag{4.4}$$

Il valore della tensione ammissibile così ottenuto è stato confrontato con i valori massimi di tensione agenti sui pilastri, desunti dalle elaborazioni del codice di calcolo agli elementi finiti. Dal confronto è stato possibile verificare la presenza ed il numero di pilastri in condizioni critiche.

Le prime analisi di sensitività ai parametri sono state eseguite andando a ripetere il procedimento sopra descritto, facendo variare, uno alla volta, i seguenti parametri:

- classe di calcestruzzo: C8/10 - C12/15 - C16/20 - C20/25 - C25/30 - C28/35 - C32/40;
- tipo di acciaio: Aq42 - Aq50 - Aq60;
- diametro delle barre: Φ8/10 - Φ 12/14 - Φ 16/18 - Φ 20/22 - Φ 22/24.

Tali analisi di sensitività sono state condotte al fine di comprendere l'importanza delle caratteristiche di resistenza dei materiali, calcestruzzo e acciaio, e del quantitativo di armatura nella sezione, per il soddisfacimento delle verifiche, già in condizioni statiche.

Le verifiche alle Tensioni Ammissibili, eseguite per semplice compressione, sono quelle che meglio simulano il criterio di verifica seguito all'epoca della costruzione dell'edificio. In tale verifica, l'unico elemento che influisce sui risultati è la classe di resistenza del calcestruzzo. A partire dalla classe di calcestruzzo C16/20 si hanno sostanzialmente tutti gli elementi verificati. In questa classe di resistenza si ha solo un pilastro (nel totale di 137) che risulta non verificato, il quale presenta una resistenza insufficiente per circa il 6% del valore richiesto.

Nella Tabella 4. 3 e nel grafico riportato in Figura 4. 6 si evidenzia l'importanza assunta dalla classe di calcestruzzo ai fini delle verifiche.

Tabella 4. 3. Percentuale di pilastri non verificati a semplice compressione, 'Caso T.A.', per le varie classi di calcestruzzo considerate

PERCENTUALE DI PILASTRI NON VERIFICATI						
C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C28/35	C32/40
12%	4%	0,7%	0%	0%	0%	0%

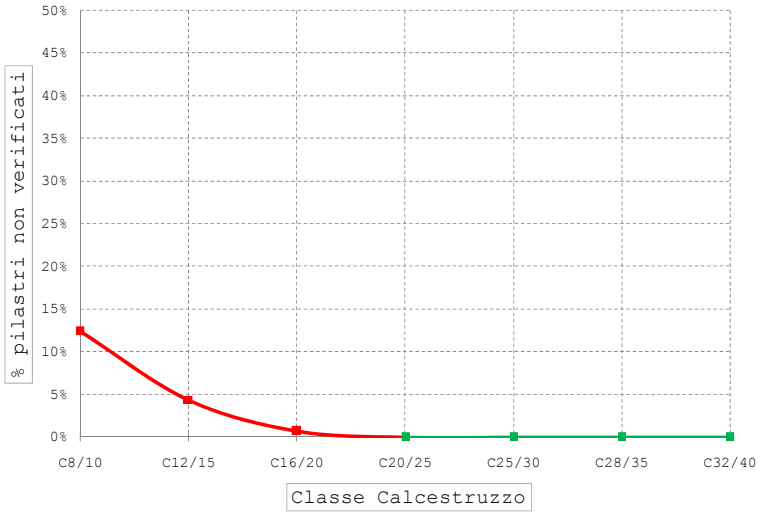


Figura 4. 6. Grafico della percentuale di pilastri non verificati (Tensioni ammissibili) in funzione della classe di calcestruzzo

Per i pilastri nel "Caso N.T.C." sono state eseguite verifiche secondo quanto prescritto nelle N.T.C.2008 al §4.1.2. In particolare, le resistenze di calcolo, f_d, sono ottenute riducendo i valori caratteristici delle resistenze di acciaio e calcestruzzo attraverso i coefficienti parziali di sicurezza γ_M.
Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione f_{cd} è:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \tag{4.5}$$

dove α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata, assunto pari a 0,85; γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, assunto pari a 1,5.
Per l'acciaio la resistenza di calcolo f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \tag{4.6}$$

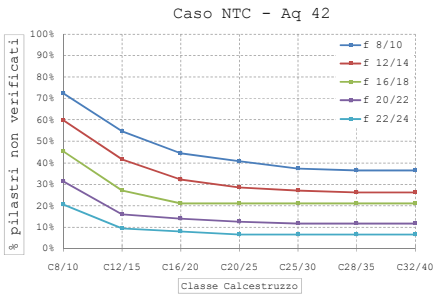
dove γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio, assunto pari a 1,15.

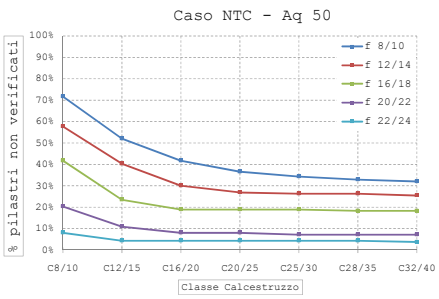
Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si sono dedotti, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione definiti per il calcestruzzo e per l'acciaio. Per il calcestruzzo, si assume ε_{c0}=0,002 e ε_{cu}=0,0035, mentre per l'acciaio ε_{yd}=0,001 e ε_{su}=0,01.

Con riferimento alla sezione presso-inflessa (Figura 4.1.3 delle N.T.C.2008), assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo, così come dedotti dalle ipotesi e dai modelli σ-ε, la verifica di resistenza a Stato Limite Ultimo si esegue controllando che la coppia di valori N_{ed} e M_{ed} stia all'interno del dominio di resistenza N_{Rd}- M_{Rd}.

Anche in questo caso, si è eseguita un'analisi di sensitività ai parametri effettuando le verifiche per tutte le configurazioni della struttura, facendo variare, come nel 'Caso T.A.', classi di calcestruzzo, tipo di acciaio e diametro dei ferri di armatura.

I risultati sono stati elaborati nei grafici di Figura 4. 7 e Figura 4. 8:





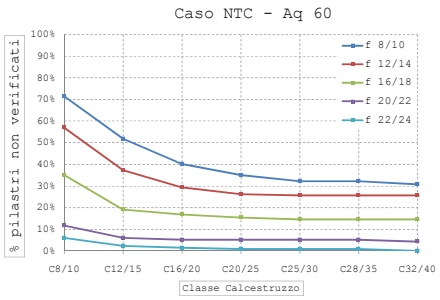
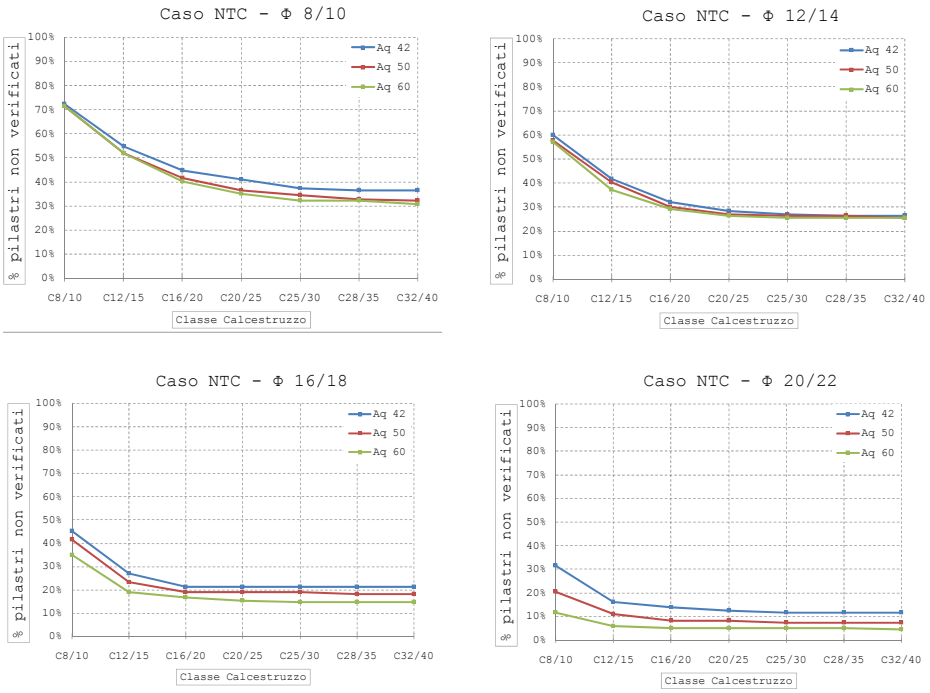


Figura 4. 7. Numero pilastri non verificati a flessione (Caso N.T.C. 2008) in funzione della classe di calcestruzzo e del diametro dei ferri per diverse tipologie di acciaio



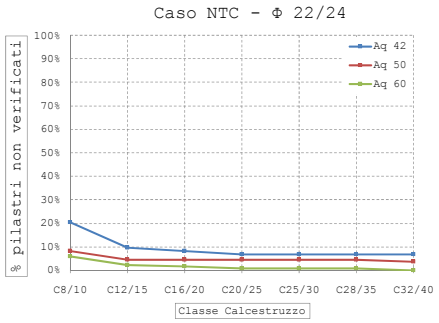


Figura 4. 8. Numero pilastri non verificati a flessione (Caso N.T.C. 2008) in funzione della classe di calcestruzzo e della tipologia di acciaio al variare del diametro dei ferri

Dall'analisi dei risultati ottenuti emergono diversi interessanti aspetti.
La verifica a pressoflessione a Stato Limite Ultimo non è mai verificata tranne nel caso di considerare i materiali migliori ed il quantitativo di armatura massima. Il risultato di inadeguatezza della struttura ai nuovi standard normativi, anche in relazione alla verifica nel Caso T.A., è da ricercare in diversi fattori e non solo banalmente dal maggior livello di sicurezza richiesto dalla nuova normativa. In primo luogo, infatti, è da considerare che, a prescindere dalla reale configurazione strutturale del manufatto, in genere lo schema statico, che veniva adottato in passato (fino ad un recente passato e a maggior ragione nel periodo considerato) era basato sulla scomposizione della struttura in singoli elementi strutturali che venivano calcolati separatamente. In virtù di una verifica ai soli carichi gravitazionali e nell'ipotesi di orizzontamenti (solaio e travi) infinitamente rigidi, si trascurava la presenza di momenti flettenti nei pilastri. La struttura globalmente veniva quindi schematizzata con uno schema "pendolare", con pilastri incernierati alle due estremità, schema statico che porta ad avere un momento nullo, e quindi solo sforzo normale, con travi continue su più appoggi. L'utilizzo di un codice ad elementi finiti, con cui è stato realizzato un modello continuo 3D della struttura, comporta, già in condizioni statiche, l'insorgere di momenti nei pilastri, in virtù del grado di vincolo e della rigidezza dei diversi diaframmi. Quindi, nella progettazione effettuata oggi, non è solo il criterio di verifica a cambiare, ma anche il modello strutturale adottato.

Questo è in gran parte la motivazione per cui la verifica a solo sforzo normale viene soddisfatta nella grande maggioranza delle combinazioni mentre la verifica a flessione risulta sicuramente più critica.
Anche nel 'Caso N.T.C.' si evidenzia una forte dipendenza del risultato dalla qualità del calcestruzzo, per valori molto bassi di resistenza. Infatti, il numero di pilastri non verificati aumenta esponenzialmente al peggiorare delle caratteristiche del calcestruzzo, ma per classi uguali o superiori al C16/20 si ha una scarsa o nulla variazione dei risultati.
Questa osservazione è di fondamentale importanza ai fini del presente studio, in quanto si può ragionevolmente fissare una soglia limite relativamente alla qualità del calcestruzzo, per poter stabilire se una struttura è fortemente vulnerabile, già da un punto di vista statico.
A parità di resistenza del calcestruzzo, il crescere del diametro fa, ovviamente, abbattere la percentuale di pilastri non verificati. Il dato rilevante è il salto che si ha tra un set di diametri e l'altro, molto maggiore di quello che si avrebbe al passaggio da una classe di calcestruzzo all'altra. Questa differenza aumenta notevolmente al diminuire della classe di calcestruzzo, pertanto, se il calcestruzzo è di scadente qualità, il diametro delle barre diventa molto importante. Ne consegue che l'individuazione del diametro delle barre in sede di sopralluogo è un'operazione di notevole rilevanza.
L'influenza del tipo di acciaio (Aq42, Aq50 Aq60) aumenta, ragionevolmente, all'aumentare del diametro dei ferri, ovvero dal quantitativo di armatura: in presenza di diametri piccoli (Φ8/10), il tipo di acciaio è pressoché indifferente ai fini delle verifiche.
Per le travi si sono effettuate verifiche statiche lineari, analogamente a quanto eseguito per i pilastri. Si sono verificate le sezioni per i massimi momenti sollecitanti, positivi e negativi, ed inoltre, è stata eseguita la verifica a taglio.
Per il 'Caso T.A.' sono state effettuate verifiche a taglio in termini di tensioni ammissibili secondo il Decreto Ministeriale 14 febbraio 1992, simile, per impostazione, alla normativa dell'epoca della costruzione.
Nel decreto non si richiede la verifica delle armature a taglio e a torsione quando le tensioni tangenziali massime del conglomerato, prodotte dalle caratteristiche di sollecitazione, non superano i valori di τ_{c0} ottenuti con l'espressione (4.7):

$$\tau_{c0} = 0,4 + \frac{R_{ck} - 15}{75} \text{ [N/mm}^2\text{]} \tag{4.7}$$

Nelle zone ove le tensioni tangenziali superano τ_{c0}, gli sforzi tangenziali devono essere integralmente assorbiti da armature metalliche, affidando alle staffe non meno del 40% dello sforzo globale di scorrimento. La restante sollecitazione sarà assorbita dai ferri piegati.
La massima tensione tangenziale per solo taglio non deve comunque superare il valore τ_{c1} calcolato con la (4.8):

$$\tau_{c1} = 1,4 + \frac{R_{ck} - 15}{35} \text{ [N/mm}^2\text{]} \tag{4.8}$$

Il passo delle staffe e la loro dimensione sono state individuate mediante un'indagine pacometrica, mentre l'esistenza di ferri piegati risulta assai difficile da determinare.
Le sole staffe non sarebbero in grado di sopportare il 100% della sollecitazione agente, però, assumendo l'esistenza di ferri piegati, che all'epoca erano diffusamente utilizzati e basandosi sul numero delle staffe effettivamente rilevate, si può procedere a verificare che queste sopportino il 40% della sollecitazione agente secondo la formula sopra riportata.
Nel 'Caso N.T.C.', invece, per la verifica nei confronti delle azioni taglianti, è stato fatto riferimento a quanto riportato al §4.1.2.1.3.2 delle N.T.C.2008. La resistenza a taglio, $V_{Rd,}$ di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio, deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. La verifica di resistenza (S.L.U.) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \tag{4.9}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente, che si è ricavato dalle elaborazioni del codice di calcolo utilizzato per la modellazione.
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si è calcolata con la (4.10):

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha \qquad (4.10)$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si è calcolata con la (4.11):

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta) \qquad (4.11)$$

La resistenza a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) \qquad (4.12)$$

dove A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale; s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive; α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave; f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima (f'_{cd}=0,5 f_{cd}); α_c è il coefficiente maggiorativo in funzione dello stato di compressione della membratura; d è l'altezza utile della sezione; b_w è la larghezza minima della sezione (in mm) e $\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq$0,2 f_{cd}).
Le verifiche sono state effettuate su 12 travi. La scelta di queste travi è legata alla loro posizione nel manufatto, in modo tale da poter considerare i vari piani dell'edificio, la loro funzione strutturale (principali e secondarie) ma, soprattutto, sono state prese in considerazione quelle travi che risultavano maggiormente sollecitate.

Tabella 4. 4. Travi maggiormente sollecitate a Taglio e Momento flettente ('Caso T.A.' e 'Caso N.T.C.')

			'Caso T.A.'			'Caso N.T.C.'		
		N. Trave	V_2	M_3^+	M_3^-	V_2	M_3^+	M_3^-
			[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]
PS	Travi principali	52	89,8	48,3	87,7	131,3	70,3	128,2
	Travi secondarie	30	41,3	21,6	40,0	58,0	30,3	56,3
PT	Travi principali	156	89,9	49,3	89,7	131,8	71,8	131,0
	Travi secondarie	174	55,7	50,7	16,1	78,4	71,4	22,7
P1	Travi principali	226	138,0	76,6	122,1	195,9	107,6	172,6
	Travi secondarie	275	59,6	54,9	16,2	80,7	74,3	21,9
	Travi anomale	231	119,9	67,0	85,3	171,8	95,8	122,6
P2	Travi principali	325	57,8	48,7	43,7	75,5	63,2	57,4
	Travi secondarie	358	38,1	34,7	10,8	49,6	45,2	14,1
	Travi Perimetrali torre	368	64,0	24,7	48,1	92,9	35,9	69,4
Torre	Travi Perimetrali	403	60,0	30,1	37,2	77,7	38,7	48,6
	Travi Diagonale	402	21,5	11,1	21,4	29,5	15,4	29,3

Su di esse si sono eseguite le verifiche, così come descritto, considerando le configurazioni di carico 'Caso T.A.' e 'Caso N.T.C.' Come per i pilastri, si è effettuata un'analisi di sensitività dei parametri, facendo variare la classe di calcestruzzo, il tipo di acciaio ed il diametro dei ferri e si è confrontato poi il numero di travi che non risultavano verificate in ognuna delle configurazioni prese in considerazione.

In Figura 4. 9 sono riportati i grafici relativi alla rielaborazione dei risultati ottenuti per il 'Caso T.A.':

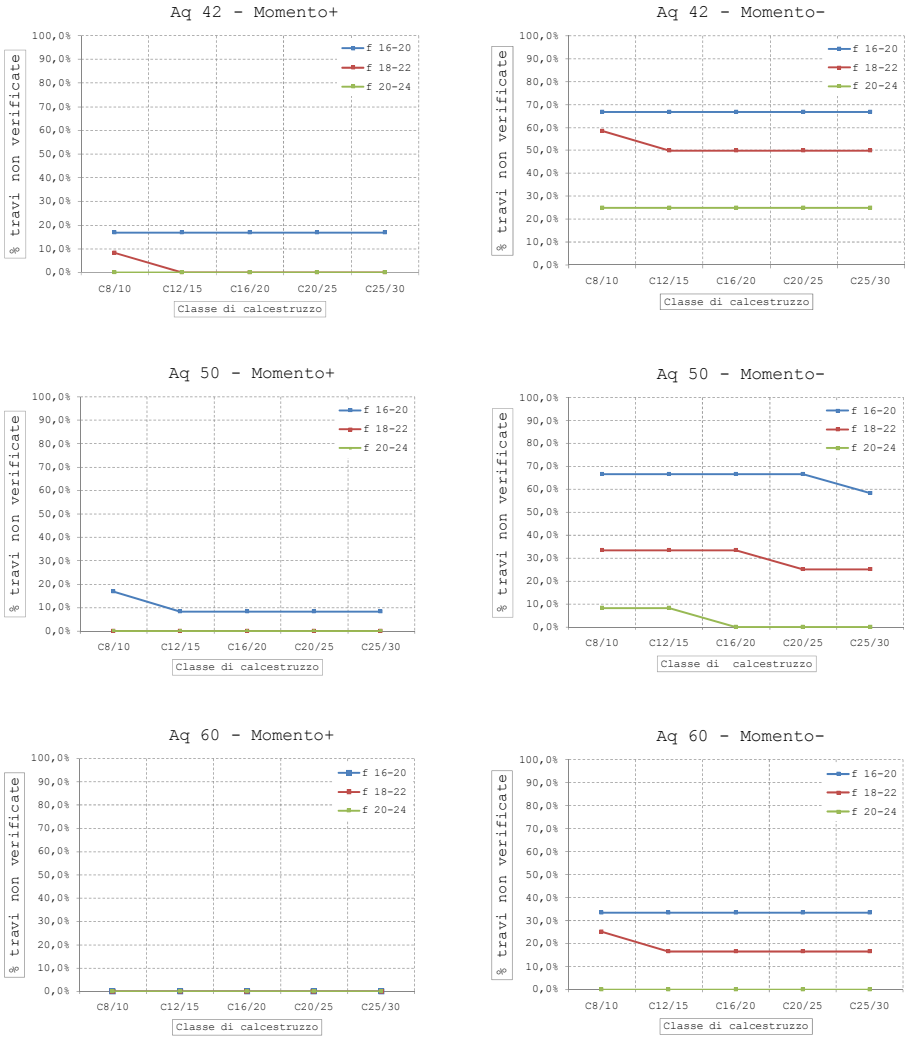


Figura 4. 9. Grafici con percentuale di travi non verificate a momento flettente positivo e negativo (Tensioni Ammissibili)in funzione della classe di calcestruzzo e del diametro dei ferri al variare della tipologia di acciaio

In Figura 4. 10 sono, invece, riportati i grafici relativi alla rielaborazione dei risultati ottenuti per il 'Caso N.T.C.':

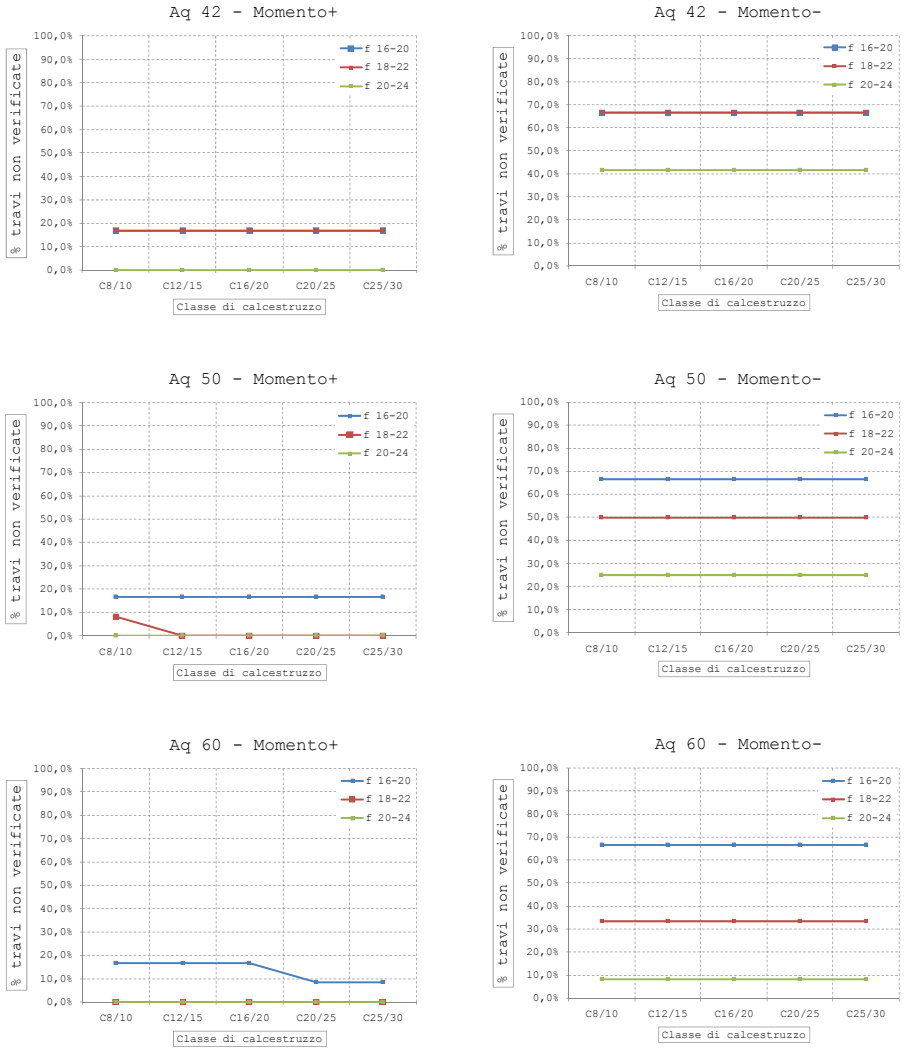


Figura 4. 10. Grafici con percentuale di travi non verificate a momento flettente positivo e negativo (N.T.C.2008) in funzione della classe di calcestruzzo e del diametro dei ferri al variare della tipologia di acciaio

Anche i risultati ottenuti dalle verifiche delle travi forniscono interessanti spunti di riflessione.

Nel 'Caso T.A.' si denota una forte dipendenza dell'esito delle verifiche, a momento flettente positivo e negativo, dal quantitativo di armatura all'interno delle sezioni.
Meno influente risulta il tipo di acciaio impiegato, tranne che per quello Aq60, che, ad esempio per le verifiche a momento negativo, determina una forte riduzione del numero di travi non verificate. La classe di calcestruzzo invece, sembra non incidere in modo particolare sulla risposta della struttura.
Nel 'Caso N.T.C.', invece, si denota una certa influenza del tipo di acciaio utilizzato, ma solo per diametri superiori al Φ18; una influenza del quantitativo di armatura significativa per diametri superiori al Φ20 per il momento flettente positivo (nessuna trave risulta in crisi per qualsiasi tipo di calcestruzzo e acciaio, ma con ferri Φ20/24).
Una classe di calcestruzzo C8/10 comporta problematiche non sottovalutabili anche in relazione al tipo di rottura dell'elemento strutturale. Infatti, a seguito di un'analisi dei tipi di rottura prevalenti, si è evidenziato come, a prescindere dal tipo di acciaio e dal diametro dei ferri, si determinino nelle sezioni con calcestruzzi scadenti (C8/10) meccanismi di tipo fragile. Per classi di calcestruzzo C12/15 le rotture fragili si verificano invece solo se associate a diametri dei ferri superiori al Φ18.
Per quanto riguarda il taglio risulta evidente come la verifica storica dia risultati di gran lunga migliori di quelli della verifica secondo le norme attuali. Ciò trova spiegazione se si considera il tipo di verifica che viene imposta dalle due normative. Il D.M. del 1992 richiedeva che le staffe sopportassero solo il 40% del taglio assumendo il restante 60% assorbito dai ferri piegati. Le N.T.C.2008, invece, impongono di calcolare la resistenza a taglio del calcestruzzo e dell'acciaio separatamente. Per l'acciaio si considerano solo le staffe che assorbono, pertanto, il 100% della sollecitazione. Si può quindi affermare che quello delle N.T.C.2008 è un modello di verifica non del tutto corretto per strutture di questo periodo in cui buona parte della resistenza a taglio della trave veniva affidata ai ferri piegati.

4.2.2.3. Analisi dinamica

Per la valutazione della risposta alle azioni sismiche dell'edificio Ex Casa del Fascio a Genova Bolzaneto, sono state condotte analisi dinamiche lineari con spettro di risposta sul modello ad elementi finiti precedentemente descritto. L'analisi dinamica lineare, così come presentata nelle N.T.C.2008 al §7.3.3.1, è condotta secondo tre passaggi fondamentali:

- determinazione dei modi di vibrare "naturali" della costruzione (analisi modale);
- calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

Qualunque configurazione deformata di una costruzione, e quindi anche il suo stato di sollecitazione, può essere ottenuta come combinazione di deformate elementari, ciascuna con la forma di un modo di vibrare. In funzione dell'azione che agisce sulla costruzione, alcuni modi di vibrare avranno parte più significativa di altri nella descrizione della conseguente configurazione deformata.

La massa partecipante di un modo di vibrare esprime la quota parte delle forze sismiche di trascinamento, e quindi dei relativi effetti, che il singolo modo è in grado di descrivere. Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione, è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%, trascurando solo i modi di vibrare meno significativi in termini di massa partecipante.

Le azioni conseguenti al moto sismico sono modellate attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta.

L'utilizzo dello spettro di risposta consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione, associati a ciascun modo di vibrare. Lo spettro di risposta, infatti, non è altro che l'accelerazione a cui un sistema ad un grado di libertà è soggetto in funzione del periodo di vibrazione. Ogni modo di vibrare è caratterizzato da un periodo proprio che determina, in relazione allo spettro di risposta, un'accelerazione sismica a cui è soggetto. Dall'applicazione di tale accelerazione orizzontale si ricava, per ogni forma modale, le sollecitazioni e

deformazioni degli elementi strutturali. Poiché durante il terremoto, tuttavia, gli effetti massimi associati a un modo di vibrare non si verificano generalmente nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare, tali effetti non possono essere combinati tra di loro mediante una semplice somma ma con specifiche regole di combinazione, di natura probabilistica, che tengono conto di questo sfasamento temporale. Nel caso in esame è stata considerata la regola CQC (Complete Quadratic Combination):

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} E_i E_j \right) \tag{4.13}$$

essendo E_i ed E_j gli effetti associati rispettivamente ai modo i-esimo e j-esimo mentre ρ_{ij} è un coefficiente di correlazione dipendente dallo smorzamento e dal periodo dei modi i e j.

Così come per le analisi statiche, anche per quelle dinamiche sono state eseguite analisi di sensitività ai parametri. In particolare si sono eseguiti cinque gruppi di analisi, volti ognuno ad identificare l'importanza di alcuni fattori nella valutazione del rischio sismico a cui possono essere soggetti gli edifici del Razionalismo Italiano. Pertanto, in ognuno dei cinque gruppi si sono mantenuti fissi alcuni parametri, mentre altri sono stati fatti variare per capire la loro incidenza nella risposta dinamica della struttura.

In sintesi, attraverso l'analisi dinamica si è voluto evidenziare l'influenza dei seguenti parametri:

- pericolosità sismica;
- tipologia di terreno;
- classe di calcestruzzo;
- irrigidimento dovuto alla presenza delle tamponature;
- irrigidimento dovuto alla presenza di edifici adiacenti;
- presenza della torre littoria;
- presenza del vano scala all'interno della torre littoria.

Per valutare l'influenza della pericolosità sismica sulla variabilità dei risultati delle analisi dinamiche del caso studio, si sono considerate diverse accelerazioni di progetto, a_g.

Si sono effettuate analisi sismiche per 3 delle 5 fasce di PGA presenti in Liguria: in particolare si sono scelte le fasce con PGA minima (0,05g-0,075g), massima (0,150g-0,175g) e media (0,100g-0,125g).
Si sono considerate, quindi, tre categorie di sottosuolo (A, C ed E), in modo da valutare anche l'influenza di questo parametro nella valutazione del rischio sismico a cui può essere soggetto un manufatto.
Si sono ottenuti così 9 differenti spettri, uno per ognuna delle 3 fasce di PGA individuate e per 3 differenti categorie di sottosuolo.
Oltre al luogo in cui sorge realmente l'edificio, nel Comune di Genova, frazione di Bolzaneto (Municipio V - Valpolcevera) con un valore di a_g pari a 0,072g , corrispondente alla fascia minima, si sono scelte altre due località liguri che fornissero uno spettro di risposta elastico per la fascia media e massima. Pertanto:

- per la fascia minima si è utilizzato lo spettro di Genova Bolzaneto, che, con un valore di a_g pari a 0,072g, rientra nella zona di hazard più basso per la Liguria;
- per la fascia media si è scelto il Comune di Moneglia (GE), con una a_g pari a 0,111g;
- per la fascia più alta si è scelto il Comune di Molini di Triora (IM), con a_g pari a 0,160g.

Le azioni sismiche vengono valutate in base ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la Vita Nominale, V_N, per il coefficiente d'uso C_u (N.T.C. 2008, §2.4):

$$V_R = V_N \cdot C_U \tag{4.14}$$

La Vita Nominale, intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata, è stata assunta pari a 50 anni (opere ordinarie); il Coefficiente d'uso, funzione della Classe d'uso, è stato posto pari a 1, in quanto costruzione il cui uso prevede normali affollamenti.
Pertanto, il Periodo di Riferimento risulta pari a 50 anni.

Noto il Periodo di Riferimento, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono, a partire dalla pericolosità sismica di base del sito in cui sorge l'opera, definita in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR}, nel Periodo di Riferimento V_R.
Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso. Le N.T.C. 2008, §3.2.1, prevedono quattro stati limite, due di esercizio, Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD), e due ultimi, Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC). Nel caso in esame, si è fatto riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.
La probabilità di superamento nel Periodo di Riferimento P_{VR}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente nello SLV risulta pari al 10%. Noto P_{VR} è possibile ricavarsi il Periodo di Ritorno dell'azione sismica in anni:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = 475 \text{ [anni]} \tag{4.15}$$

Noto il Periodo di Ritorno dell'azione sismica, le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

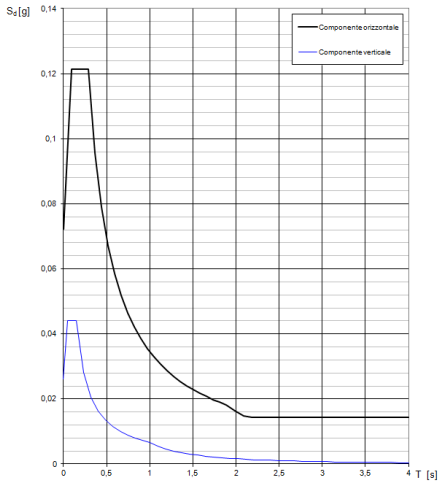
- a_g accelerazione orizzontale massima del sito;
- F_O valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tabella 4. 5. Valori dei parametri che definiscono le forme spettrali (a_g, F_O,e T^*_c) per i diversi stati limite (SLO, SLD, SLV e SLC) e per i diversi siti considerati (Moneglia, Molini di Triora e Genova Bolzaneto)

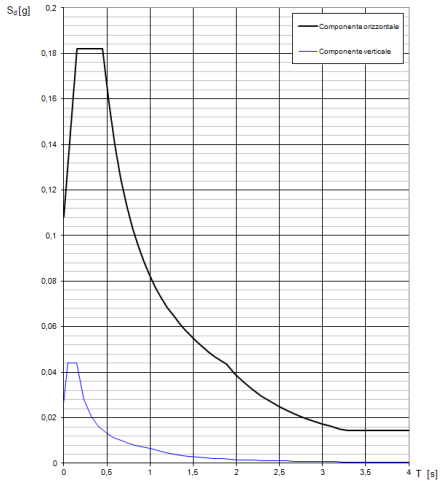
Stato Limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T^*_c [s]	
SLO	30	0,032	2,601	0,188	Molini di Triora
SLD	50	0,046	2,584	0,220	
SLV	475	0,160	2,445	0,294	
SLC	975	0,214	2,481	0,310	
SLO	30	0,036	2,518	0,209	Moneglia
SLD	50	0,044	2,518	0,238	
SLV	475	0,111	2,401	0,287	
SLC	975	0,145	2,395	0,290	
SLO	30	0,024	2,534	0,187	Genova Bolzaneto
SLD	50	0,030	2,522	0,208	
SLV	475	0,072	2,521	0,284	
SLC	975	0,094	2,506	0,292	

Attraverso il file "Spettri-NTC", fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, è stato possibile determinare lo spettro di risposta, in funzione della località di interesse, delle caratteristiche della costruzione, delle caratteristiche del terreno e della topografia del sito. Per quanto riguarda le caratteristiche della costruzione, si è utilizzata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, il fattore di struttura q_0, il cui valore dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati. Il fattore di struttura tiene anche in conto le non linearità del materiale. Esso è stato assunto pari a 1,5, valore idoneo per strutture storiche in conglomerato cementizio, dove i dettagli costruttivi associati a criteri di progettazione antisismici non erano ancora concepiti.

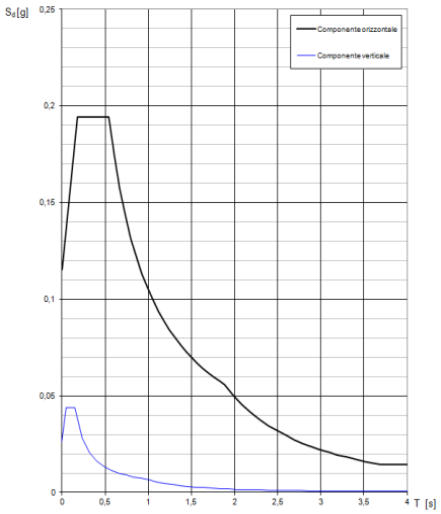
Gli spettri di risposta utilizzati sono quelli riportati in Figura 4. 11:



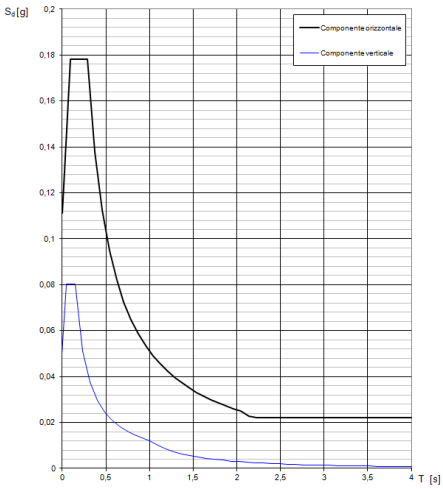
Cat. A - Bolzaneto



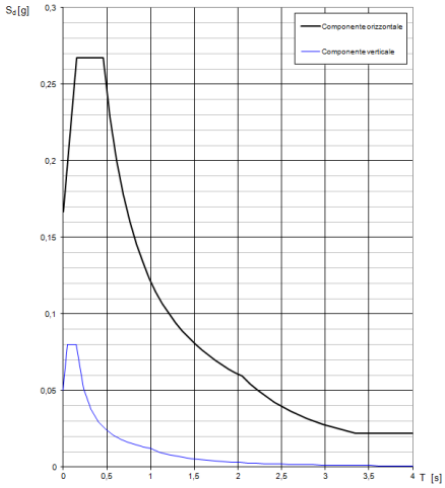
Cat. C - Bolzaneto



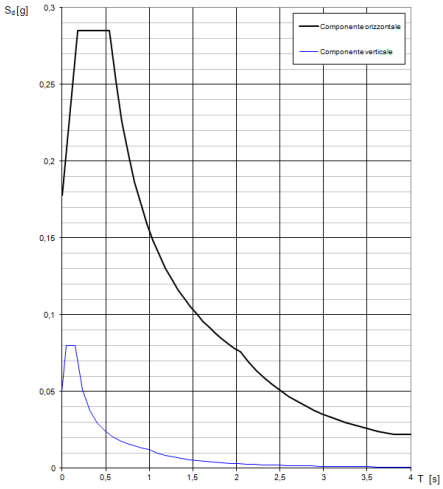
Cat. E - Bolzaneto



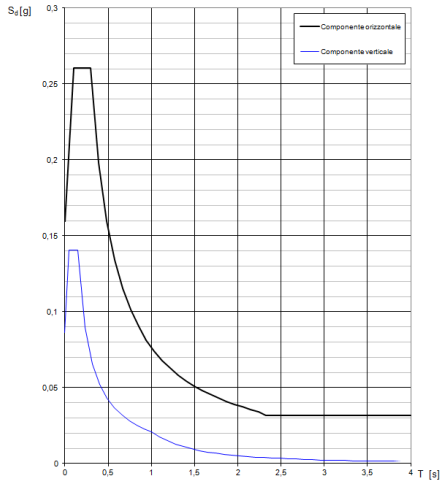
Cat. A - Moneglia



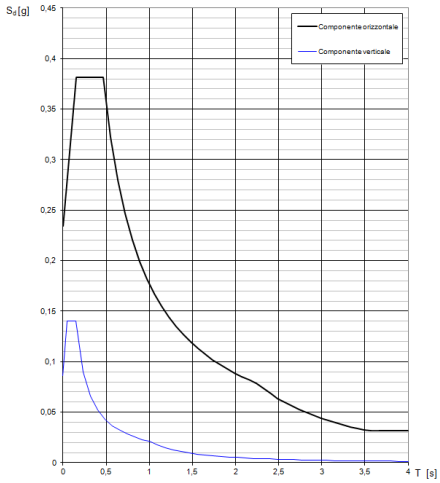
Cat. C - Moneglia



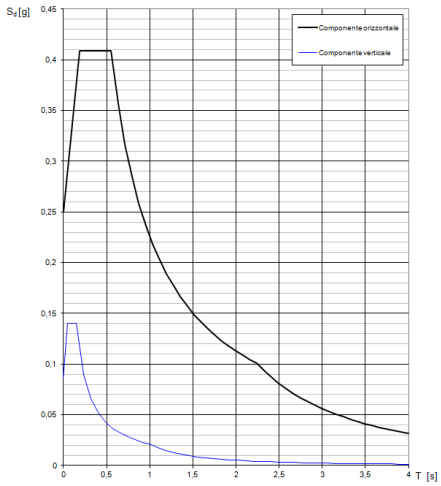
Cat. E - Moneglia



Cat. A - Molini di Triora



Cat. C - Molini di Triora

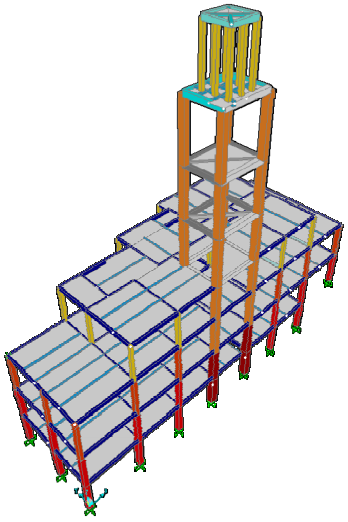


Cat. E - Molini di Triora

Figura 4. 11. Spettri di risposta per i tre siti e le tre categorie di sottosuolo considerate

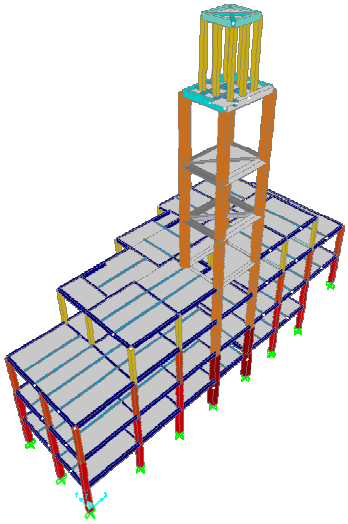
I punti che definiscono i vari spettri di risposta sono stati importati nel codice di calcolo agli elementi finiti utilizzato. Sono state, quindi, effettuate le analisi in modo da ricavare le sollecitazioni su ogni singolo elemento strutturale, indotte dall'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta. Una volta note le caratteristiche di sollecitazione è stato possibile eseguire le verifiche a Stato Limite di salvaguardia della Vita, così come precedentemente descritto ed eseguito per le verifiche statiche.
Per le analisi strutturali parametriche è stato fatto riferimento ad un Modello A, che corrisponde alla configurazione originale dell'edificio.

Modello A

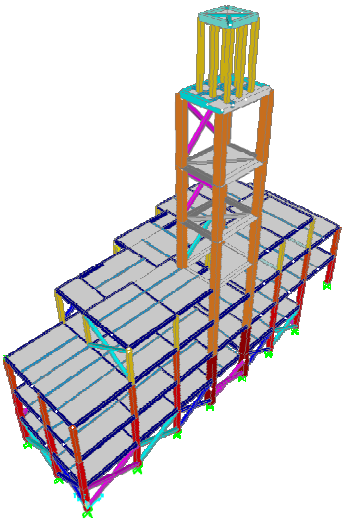


A partire dal Modello A, si sono considerati poi altri modelli per la valutazione dell'incidenza del contributo irrigidente offerto dalle tamponature o dalla presenza dell'edificio adiacente e per valutare gli effetti legati alla torre littoria e di un eventuale vano scala all'interno della stessa.
Per valutare l'influenza del vincolo esterno con cui si è simulata la presenza dell'edificio storico addossato si è realizzato un modello A2, privo di vincoli laterali.
Per quanto riguarda l'influenza del contributo irrigidente delle tamponature, è stato fatto riferimento alla modellazione a puntone equivalente delle stesse (§2).
E' stato necessario realizzare 2 diversi modelli oltre al Modello A: il Modello B, in cui è presente il contributo irrigidente delle tamponature, per mezzo dell'inserimento di puntoni equivalenti, solo se prive di aperture; Modello C, in cui è presente il contributo irrigidente di tutte le tamponature, per mezzo dell'inserimento di puntoni equivalenti, opportunamente ridotti per la presenza delle eventuali aperture.

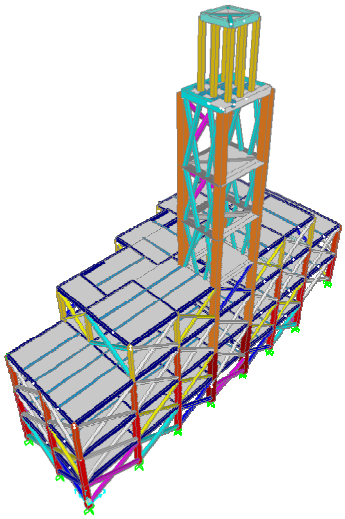
Modello A2



Modello B

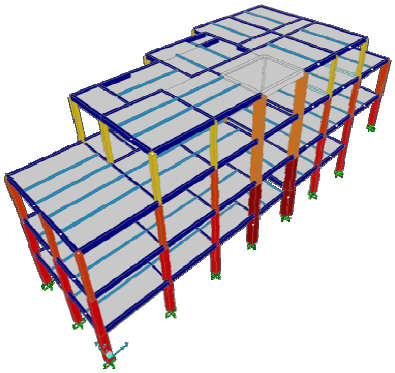


Modello C



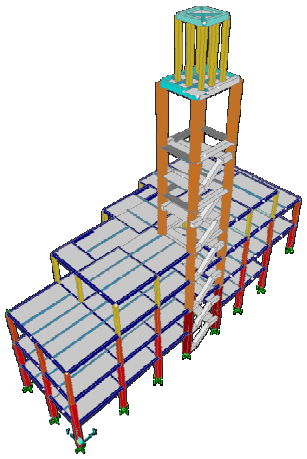
È stato considerato un ulteriore modello D, privo della torre littoria, in modo da valutare l'eventuale vulnerabilità indotta dalla presenza di questo elemento che caratterizza così fortemente l'architettura razionalista (§3).

Modello D



Dal momento che, nella configurazione originale della Ex Casa del Fascio di Genova Bolzaneto, la torre littoria ha una funzione esclusivamente estetico-simbolica, mentre in molti edifici della stessa tipologia, essa ospita il vano scala, è sembrato opportuno comprendere quale influenza possa avere nella risposta dinamica tale elemento. Pertanto, si è realizzato un modello E con una ipotetica scala all'interno della torre littoria.

Modello E



Riassumendo, i 5 Gruppi di analisi sono quelli descritti in Tabella 4. 6:

Tabella 4. 6. Sintesi delle analisi di sensitività

	Parametri fissi	Parametri variati
Gruppo 1	Modello A Classe di calcestruzzo Tipo di acciaio Diametro dei ferri di armatura	3 classi di pericolosità sismica 3 tipologie di terreno
Gruppo 2	Modello A Tipo di acciaio Diametro dei ferri di armatura	Classe di calcestruzzo 3 classi di pericolosità sismica 3 tipologie di terreno
Gruppo 3	Classe di calcestruzzo Tipo di acciaio Diametro dei ferri di armatura Pericolosità sismica Tipologie di terreno	Modello A Modello A2 Modello B Modello C
Gruppo 4	Modello D Classe di calcestruzzo Tipo di acciaio Diametro dei ferri di armatura	3 classi di pericolosità sismica 3 tipologie di terreno
Gruppo 5	Modello E Classe di calcestruzzo Tipo di acciaio Diametro dei ferri di armatura	3 classi di pericolosità sismica 3 tipologie di terreno

I parametri che sono mantenuti fissi nei vari gruppi di analisi si riferiscono a:

- classe di calcestruzzo C16/20
- acciaio Aq50
- diametri delle armature di travi e pilastri come da Tabella 4. 7 e Tabella 4. 8:

Tabella 4. 7. Caratteristiche geometriche e quantitativo di ferri di armatura considerati nei pilastri

Pilastri [cmxcm]	Num. e diametro dei ferri [mm]
40x40	8Φ20
60x60	8Φ22
40x30	6Φ20
60x50	8Φ20
30x30	4Φ20

Tabella 4. 8. Caratteristiche geometriche e quantitativo di ferri di armatura considerati nelle travi

TRAVI	Sezione [cmxcm]	Armatura superiore [mm]	Armatura inferiore [mm]	Staffe, Φ [mm] e passo [cm]
Principali	16 x 40	5 Φ24	6 Φ 24	Φ 6,20
Secondarie	13 x 37	2 Φ 20	3 Φ 20	Φ 6,20
Travoni 1° Piano	30 x 50	2 Φ 24	4 Φ 24	Φ 6,20
Anello Torretta	27 x 40	2 Φ 20	4 Φ 20	Φ 6,20
Frontale Torretta	39 x 45	2 Φ 20	3 Φ 20	Φ 6,20
Diagonale Torretta	21 x 32	2 Φ 20	2 Φ 20	Φ 6,20

Analisi modale

Al fine di valutare le caratteristiche dinamiche (frequenza, masse partecipanti, ecc.) dei vari modelli considerati, sono state eseguite analisi modali con il codice di calcolo agli elementi finiti.

I risultati delle analisi sono stati riportati, per ogni modello, considerando i primi 30 modi di vibrare della struttura.

Tabella 4. 9. Periodo, frequenza e massa partecipante dei primi 30 modi di vibrazione del Modello A

MODELLO A: Periodo, frequenza e massa partecipante dei primi 30 modi di vibrazione									
	N°	T	f	M%x	M%y	M%z	S M%x	S M%y	S M%z
		[Sec]	[Hz]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Modo	1	1,391	0,718	23,39%	0,01%	0,00%	23,39%	0,01%	0,00%
Modo	2	0,782	1,278	0,01%	63,51%	0,00%	23,39%	63,52%	0,00%
Modo	3	0,691	1,446	0,54%	0,66%	0,00%	23,93%	64,18%	0,00%
Modo	4	0,491	2,034	0,57%	0,02%	0,00%	24,50%	64,19%	0,00%
Modo	5	0,306	3,265	54,63%	0,00%	0,02%	79,12%	64,20%	0,02%
Modo	6	0,223	4,464	0,00%	32,72%	0,00%	79,12%	96,92%	0,02%
Modo	7	0,196	5,097	0,40%	0,15%	0,00%	79,52%	97,07%	0,02%
Modo	8	0,157	6,359	7,97%	0,00%	0,01%	87,49%	97,07%	0,03%
Modo	9	0,142	7,039	0,01%	0,00%	0,78%	87,50%	97,07%	0,81%
Modo	10	0,132	7,564	0,00%	0,00%	0,82%	87,50%	97,07%	1,64%
Modo	11	0,130	7,641	0,03%	0,01%	0,03%	87,53%	97,08%	1,67%
Modo	12	0,129	7,747	0,00%	0,00%	1,35%	87,53%	97,08%	3,02%
Modo	13	0,128	7,759	0,00%	0,00%	0,85%	87,53%	97,08%	3,87%
Modo	14	0,128	7,792	0,02%	0,00%	0,44%	87,55%	97,08%	4,31%
Modo	15	0,127	7,821	0,03%	0,00%	0,79%	87,58%	97,08%	5,10%
Modo	16	0,125	7,950	0,00%	0,00%	1,44%	87,58%	97,08%	6,55%
Modo	17	0,115	8,651	0,10%	0,65%	0,00%	87,68%	97,72%	6,55%
Modo	18	0,114	8,754	0,00%	0,02%	0,90%	87,68%	97,74%	7,45%
Modo	19	0,113	8,795	0,05%	2,20%	0,02%	87,73%	99,94%	7,47%
Modo	20	0,110	9,066	0,00%	0,00%	1,94%	87,73%	99,94%	9,41%
Modo	21	0,110	9,072	0,02%	0,00%	0,51%	87,75%	99,94%	9,92%
Modo	22	0,106	9,395	0,00%	0,00%	0,03%	87,75%	99,94%	9,94%
Modo	23	0,104	9,525	0,00%	0,00%	0,09%	87,75%	99,94%	10,04%
Modo	24	0,103	9,671	0,00%	0,00%	0,02%	87,75%	99,94%	10,05%
Modo	25	0,100	9,989	0,01%	0,00%	1,85%	87,76%	99,94%	11,90%
Modo	26	0,099	10,063	0,02%	0,00%	0,27%	87,77%	99,94%	12,18%
Modo	27	0,098	10,12	0,08%	0,00%	1,12%	87,85%	99,94%	13,30%
Modo	28	0,097	10,235	0,02%	0,00%	1,07%	87,87%	99,94%	14,37%
Modo	29	0,097	10,244	0,00%	0,00%	0,02%	87,88%	99,94%	14,39%

Modo	30	0,095	10,44	0,00%	0,00%	0,67%	87,88%	99,94%	15,07%

Per quanto riguarda la massa partecipante, l'85%, previsto dalle N.T.C.2008, viene superato con l'8° modo lungo la direzione x e con il 6° modo lungo la direzione y.
Nella direzione z non si hanno valori rilevanti di massa partecipante in quanto si è considerato solamente la componente orizzontale dello spettro di progetto; considerazione valida anche per tutti gli altri modelli.
Nel primo modo il periodo è pari a 1,39 secondi, con una massa partecipante pari al 23,4% lungo la direzione x; nel secondo modo il periodo è pari a 0,78 secondi, con una massa partecipante pari al 63,5% lungo la direzione y.
Va però rilevato che il modo che mobilita maggior massa partecipante lungo la direzione x è il 5° con un periodo pari a 0,3 secondi, con massa partecipante pari al 54,6%.
Tali valori sono da evidenziare per il confronto con i modelli successivi.
Il vincolo alla traslazione in direzione y viene già evidenziato dal basso periodo del 2° modo di vibrazione (0,78 secondi) relativo, per l'appunto, alla direzione y.

Tabella 4. 10. Periodo, frequenza e massa partecipante dei primi 30 modi di vibrazione del Modello A.2

MODELLO A.2: Periodo, frequenza e massa partecipante dei primi 30 modi di vibrazione									
	N°	T	f	M%x	M%y	M%z	S M%x	S M%y	S M%z
		[Sec]	[Hz]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Modo	1	1,397	0,715	24,00%	0,02%	0,00%	24,00%	0,02%	0,00%
Modo	2	0,997	1,002	0,01%	44,00%	0,00%	24,00%	44,00%	0,00%
Modo	3	0,747	1,338	0,95%	0,77%	0,00%	25,00%	44,00%	0,00%
Modo	4	0,567	1,761	0,28%	0,59%	0,00%	25,00%	45,00%	0,00%
Modo	5	0,498	2,007	0,13%	23,00%	0,00%	25,00%	69,00%	0,00%
Modo	6	0,463	2,156	0,07%	2,39%	0,00%	25,00%	71,00%	0,00%
Modo	7	0,310	3,216	54,00%	0,04%	0,02%	79,00%	71,00%	0,02%
Modo	8	0,226	4,4203	0,76%	7,57%	0,00%	80,00%	79,00%	0,02%
Modo	9	0,203	4,903	0,24%	3,12%	0,00%	80,00%	82,00%	0,02%
Modo	10	0,176	5,677	0,60%	0,01%	0,01%	80,00%	82,00%	0,03%

Modo	11	0,155	6,429	7,25%	0,08%	0,01%	88,00%	82,00%	0,04%
Modo	12	0,142	7,038	0,01%	0,01%	0,78%	88,00%	82,00%	0,82%
Modo	13	0,140	7,113	0,03%	7,72%	0,00%	88,00%	89,00%	0,82%
Modo	14	0,132	7,563	0,00%	0,00%	0,83%	88,00%	89,00%	1,65%
Modo	15	0,129	7,733	0,02%	0,00%	0,84%	88,00%	89,00%	2,49%
Modo	16	0,129	7,750	0,02%	0,03%	0,62%	88,00%	89,00%	3,11%
Modo	17	0,128	7,759	0,00%	0,00%	0,76%	88,00%	89,00%	3,87%
Modo	18	0,128	7,789	0,01%	0,00%	0,52%	88,00%	89,00%	4,39%
Modo	19	0,127	7,832	0,06%	0,00%	0,72%	88,00%	89,00%	5,11%
Modo	20	0,125	7,950	0,00%	0,00%	1,44%	88,00%	89,00%	6,55%
Modo	21	0,115	8,633	0,05%	0,18%	0,00%	88,00%	90,00%	6,56%
Modo	22	0,114	8,754	0,00%	0,00%	0,90%	88,00%	90,00%	7,46%
Modo	23	0,11	8,858	0,61%	0,49%	0,01%	88,00%	90,00%	7,47%
Modo	24	0,110	9,065	0,00%	0,01%	1,83%	88,00%	90,00%	9,30%
Modo	25	0,110	9,073	0,02%	0,01%	0,59%	88,00%	90,00%	9,90%
Modo	26	0,108	9,193	0,24%	0,99%	0,03%	89,00%	91,00%	9,93%
Modo	27	0,106	9,397	0,01%	0,00%	0,02%	89,00%	91,00%	9,95%
Modo	28	0,104	9,525	0,00%	0,00%	0,09%	89,00%	91,00%	10,00%
Modo	29	0,103	9,672	0,00%	0,00%	0,02%	89,00%	91,00%	10,00%
Modo	30	0,100	9,989	0,01%	0,00%	1,85%	89,00%	91,00%	12,00%

La massa partecipante supera l'85% previsto dalle N.T.C.2008 all'11° modo lungo la direzione x e al 13° modo lungo la direzione y.
Nel primo modo il periodo è pari a 1,39 secondi, con una massa partecipante pari al 24% lungo la direzione x; nel secondo modo il periodo è pari a 0,99 secondi, con una massa partecipante pari al 44% lungo la direzione y.
Il modo che mobilita maggior massa partecipante lungo la direzione x è il 7° con un periodo pari a 0,3 secondi e massa partecipante pari al 54%, valori del tutto simili a quelli del modello A.
Rispetto al modello A, il rilascio del vincolo alla traslazione produce un:

- aumento del periodo in direzione y nel secondo modo di vibrazione (diventato pari a 0,99 secondi), così come nei successivi;
- aumento dell'effetto rotatorio dell'edificio;

- ritardo nel raggiungimento dell'85% di massa partecipante.

Tabella 4. 11. Periodo, frequenza e massa partecipante dei primi 30 modi di vibrazione del Modello B

MODELLO B: Periodo, frequenza e massa partecipante dei primi 30 modi di vibrazione									
	N°	T	f	M%x	M%y	M%z	S M%x	S M%y	S M%z
		[Sec]	[Hz]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Modo	1	0,777	1,285	0,02%	50,77%	0,00%	0,02%	50,77%	0,00%
Modo	2	0,737	1,356	17,64%	0,01%	0,00%	17,66%	50,78%	0,00%
Modo	3	0,463	2,157	0,02%	0,00%	0,00%	17,67%	50,78%	0,00%
Modo	4	0,389	2,565	33,53%	0,01%	0,03%	51,20%	50,78%	0,04%
Modo	5	0,252	3,967	26,08%	0,03%	0,00%	77,28%	50,81%	0,04%
Modo	6	0,219	4,547	0,00%	26,89%	0,00%	77,28%	77,70%	0,04%
Modo	7	0,152	6,544	6,68%	0,00%	0,02%	83,96%	77,70%	0,05%
Modo	8	0,144	6,912	0,38%	0,03%	0,01%	84,34%	77,73%	0,06%
Modo	9	0,142	7,039	0,01%	0,00%	0,76%	84,35%	77,73%	0,82%
Modo	10	0,132	7,563	0,00%	0,00%	0,78%	84,36%	77,73%	1,60%
Modo	11	0,128	7,752	0,00%	0,00%	1,47%	84,36%	77,73%	3,07%
Modo	12	0,128	7,759	0,00%	0,00%	0,83%	84,36%	77,73%	3,90%
Modo	13	0,128	7,791	0,02%	0,00%	0,46%	84,38%	77,73%	4,36%
Modo	14	0,127	7,816	0,02%	0,00%	0,59%	84,40%	77,73%	4,95%
Modo	15	0,125	7,950	0,00%	0,00%	1,38%	84,40%	77,73%	6,33%
Modo	16	0,120	8,284	0,03%	0,01%	0,06%	84,43%	77,74%	6,39%
Modo	17	0,115	8,667	0,00%	2,37%	0,00%	84,44%	80,11%	6,39%
Modo	18	0,114	8,766	0,00%	0,00%	0,86%	84,44%	80,11%	7,25%
Modo	19	0,110	9,065	0,01%	0,00%	0,38%	84,44%	80,11%	7,63%
Modo	20	0,110	9,068	0,00%	0,00%	1,97%	84,44%	80,11%	9,60%
Modo	21	0,106	9,386	0,01%	0,01%	0,06%	84,45%	80,13%	9,67%
Modo	22	0,105	9,512	0,04%	0,05%	0,00%	84,49%	80,18%	9,67%
Modo	23	0,104	9,570	0,15%	0,19%	0,32%	84,64%	80,37%	9,99%
Modo	24	0,103	9,680	0,02%	0,01%	0,09%	84,65%	80,38%	10,08%
Modo	25	0,099	10,025	0,00%	0,00%	0,63%	84,65%	80,38%	10,71%
Modo	26	0,098	10,12	0,03%	0,00%	1,14%	84,68%	80,38%	11,85%
Modo	27	0,098	10,151	0,00%	0,00%	2,26%	84,68%	80,39%	14,11%

Modo	28	0,097	10,243	0,00%	0,00%	0,05%	84,68%	80,39%	14,15%
Modo	29	0,095	10,433	0,00%	0,00%	0,63%	84,68%	80,39%	14,78%
Modo	30	0,095	10,449	0,00%	0,00%	1,78%	84,68%	80,39%	16,56%

Per quanto riguarda la massa partecipante l'85% previsto dalle N.T.C.2008 non viene superato nei primi 30 modi ove si raggiunge l'84,7% in direzione x e l'80,4% in direzione y.
Il forte irrigidimento dovuto alle tamponature piene, presenti principalmente nel seminterrato, porta il suo effetto nella sensibile diminuzione del periodo del primo modo che scende, dagli 1,39 secondi del modello A, ai 0,77 secondi. Il secondo periodo, pari a 0,73, seppur inferiore, non si differenzia molto da quello del modello A.
Va inoltre evidenziato come il primo modo, che nel modello A è in direzione x, in questo caso si produce in direzione y con una radicale inversione di comportamento. Questa inversione la ritroviamo nel secondo modo che passa dalla direzione y alla direzione x.
In questo caso, il modo che mobilita maggior massa partecipante lungo la direzione x è il 4° con un periodo di 0,38 secondi con una percentuale pari al 33,5%.

Tabella 4. 12. Periodo, frequenza e massa partecipante dei primi 30 modi di vibrazione del Modello C

MODELLO C: Periodo, frequenza e massa partecipante dei primi 30 modi di vibrazione									
	N°	T	f	M%x	M%y	M%z	S M%x	S M%y	S M%z
		[Sec]	[Hz]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Modo	1	1,084	0,921	26,28%	0,01%	0,00%	26,28%	0,01%	0,00%
Modo	2	0,734	1,361	0,00%	41,94%	0,00%	26,28%	41,95%	0,00%
Modo	3	0,613	1,631	0,11%	0,04%	0,00%	26,39%	41,99%	0,00%
Modo	4	0,451	2,213	0,03%	0,00%	0,00%	26,42%	41,99%	0,00%
Modo	5	0,256	3,903	53,27%	0,00%	0,02%	79,69%	42,00%	0,02%
Modo	6	0,209	4,764	0,00%	22,57%	0,00%	79,70%	64,56%	0,02%
Modo	7	0,167	5,982	0,29%	0,02%	0,00%	79,99%	64,59%	0,02%
Modo	8	0,141	7,068	0,73%	0,00%	0,69%	80,72%	64,59%	0,71%
Modo	9	0,140	7,094	4,20%	0,00%	0,09%	84,91%	64,59%	0,80%

Modo	10	0,132	7,566	0,00%	0,00%	0,77%	84,92%	64,59%	1,57%
Modo	11	0,128	7,757	0,00%	0,00%	1,35%	84,92%	64,59%	2,92%
Modo	12	0,128	7,759	0,00%	0,00%	0,86%	84,92%	64,59%	3,78%
Modo	13	0,128	7,799	0,04%	0,00%	0,46%	84,95%	64,59%	4,25%
Modo	14	0,127	7,820	0,03%	0,00%	0,60%	84,99%	64,59%	4,85%
Modo	15	0,125	7,951	0,00%	0,00%	1,31%	84,99%	64,59%	6,16%
Modo	16	0,121	8,257	0,18%	0,03%	0,12%	85,16%	64,61%	6,28%
Modo	17	0,115	8,665	0,01%	2,30%	0,00%	85,17%	66,91%	6,28%
Modo	18	0,113	8,784	0,00%	0,00%	0,83%	85,17%	66,91%	7,11%
Modo	19	0,111	8,936	0,35%	0,13%	0,14%	85,53%	67,04%	7,24%
Modo	20	0,110	9,065	0,01%	0,00%	1,42%	85,53%	67,04%	8,66%
Modo	21	0,110	9,073	0,09%	0,01%	0,88%	85,62%	67,05%	9,54%
Modo	22	0,106	9,418	0,00%	0,00%	0,01%	85,63%	67,05%	9,55%
Modo	23	0,104	9,541	0,00%	0,00%	0,09%	85,63%	67,05%	9,64%
Modo	24	0,103	9,668	0,00%	0,00%	0,01%	85,63%	67,05%	9,65%
Modo	25	0,100	9,988	0,00%	0,00%	1,77%	85,63%	67,05%	11,42%
Modo	26	0,099	10,065	0,01%	0,00%	0,42%	85,64%	67,05%	11,84%
Modo	27	0,098	10,122	0,00%	0,00%	1,09%	85,64%	67,05%	12,93%
Modo	28	0,097	10,236	0,01%	0,00%	1,54%	85,65%	67,05%	14,47%
Modo	29	0,097	10,24	0,00%	0,00%	0,01%	85,65%	67,05%	14,48%
Modo	30	0,095	10,449	0,00%	0,00%	0,76%	85,65%	67,05%	15,24%

Questo modello, che tiene conto anche delle tamponature con aperture, che sono la maggioranza, rappresenta in maniera più realistica la distribuzione delle rigidezze delle pareti perimetrali della struttura.
Per quanto riguarda la massa partecipante, l'85% previsto dalle N.T.C.2008, viene superato con il 16° modo lungo la direzione x e non viene raggiunto in direzione y nei primi 30 modi, arrivando a una massa partecipante pari al 67% al trentesimo modo.
L'effetto delle tamponature diffuse, rappresentate dal modello C, porta a una diminuzione del periodo del primo modo di vibrare più moderata rispetto a quanto riscontrato con le tamponature concentrate del modello B. Infatti, il

modello A presenta un periodo del primo modo pari a 1,39 secondi, il modello B un periodo pari a 0,77 secondi ed il modello C un periodo pari a 1,08 secondi.
Nel primo modo il periodo è, come già detto, 1,08 secondi con una massa partecipante pari a 26,3% lungo x mentre il secondo modo ha un periodo pari a 0,73 secondi con una massa partecipante pari al 41,9% lungo y.
Anche in questo caso, il modo che mobilita maggior massa partecipante lungo la direzione x è il 5° con un periodo pari a 0,25 secondi e una massa partecipante pari al 53,3%.
Si nota che passando dal modello A, con la modellazione che tiene conto della sola struttura in cemento armato, ai modelli B e C, ove la modellazione si arricchisce del contributo della tamponatura, il numero dei modi necessari per raggiungere l'85% di massa partecipante cresce in maniera considerevole tanto che in alcuni casi i 30 modi non sono sufficienti per raggiungere tale valore.
Questo effetto va messo in relazione all'aumentato numero di elementi e quindi di nodi nel modello, cui corrisponde un maggior numero di gradi di libertà. Un modello accurato, con più nodi (e quindi modi di vibrazione), mette in evidenza i comportamenti locali; di conseguenza vengono frammentate anche le masse partecipanti.

Tabella 4. 13. Periodo, frequenza e massa partecipante dei primi 30 modi di vibrazione del Modello D

MODELLO D: Periodo, frequenza e massa partecipante dei primi 30 modi di vibrazione									
	N°	T	f	M%x	M%y	M%z	S M%x	S M%y	S M%z
		[Sec]	[Hz]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Modo	1	1,272	0,786	14,00%	0,00%	0,00%	14,00%	0,00%	0,00%
Modo	2	0,314	3,183	63,00%	0,00%	0,02%	77,00%	0,00%	0,02%
Modo	3	0,249	4,014	0,01%	99,00%	0,00%	77,00%	99,00%	0,02%
Modo	4	0,194	5,160	1,54%	0,53%	0,00%	78,00%	100,00%	0,02%
Modo	5	0,151	6,619	7,75%	0,02%	0,01%	86,00%	100,00%	0,04%
Modo	6	0,142	7,039	0,02%	0,00%	0,89%	86,00%	100,00%	0,93%
Modo	7	0,132	7,565	0,00%	0,00%	0,93%	86,00%	100,00%	1,86%
Modo	8	0,129	7,747	0,00%	0,00%	1,67%	86,00%	100,00%	3,53%
Modo	9	0,129	7,760	0,00%	0,00%	0,87%	86,00%	100,00%	4,40%
Modo	10	0,128	7,791	0,02%	0,00%	0,59%	86,00%	100,00%	4,99%

Modo	11	0,128	7,818	0,03%	0,00%	0,75%	86,00%	100,00%	5,74%
Modo	12	0,126	7,950	0,00%	0,00%	1,64%	86,00%	100,00%	7,38%
Modo	13	0,114	8,755	0,00%	0,00%	1,06%	86,00%	100,00%	8,44%
Modo	14	0,110	9,060	0,00%	0,00%	2,13%	86,00%	100,00%	11,00%
Modo	15	0,110	9,070	0,01%	0,00%	0,40%	86,00%	100,00%	11,00%
Modo	16	0,106	9,394	0,00%	0,00%	0,02%	86,00%	100,00%	11,00%
Modo	17	0,105	9,524	0,00%	0,00%	0,13%	86,00%	100,00%	11,00%
Modo	18	0,103	9,671	0,00%	0,00%	0,03%	86,00%	100,00%	11,00%
Modo	19	0,100	9,989	0,01%	0,00%	2,22%	86,00%	100,00%	13,00%
Modo	20	0,099	10,064	0,02%	0,00%	0,22%	86,00%	100,00%	14,00%
Modo	21	0,099	10,120	0,09%	0,00%	1,26%	86,00%	100,00%	15,00%
Modo	22	0,098	10,237	0,03%	0,00%	0,80%	86,00%	100,00%	16,00%
Modo	23	0,098	10,244	0,00%	0,00%	0,02%	86,00%	100,00%	16,00%
Modo	24	0,096	10,440	0,00%	0,00%	0,73%	86,00%	100,00%	16,00%
Modo	25	0,096	10,449	0,00%	0,00%	2,08%	86,00%	100,00%	18,00%
Modo	26	0,095	10,498	0,00%	0,00%	1,36%	86,00%	100,00%	20,00%
Modo	27	0,095	10,511	0,02%	0,00%	2,22%	86,00%	100,00%	22,00%
Modo	28	0,094	10,590	0,04%	0,00%	0,00%	86,00%	100,00%	22,00%
Modo	29	0,093	10,697	0,00%	0,00%	0,36%	86,00%	100,00%	22,00%
Modo	30	0,093	10,744	0,00%	0,00%	0,31%	86,00%	100,00%	23,00%

L'eliminazione della torre semplifica sensibilmente il comportamento della struttura. L'85% di massa partecipante viene raggiunto sin dal 5° modo in direzione x e dal 3° lungo y, con il 99% di massa partecipante. Rispetto al modello A, il periodo del primo modo di vibrazione scende a 1,27 secondi da 1,39 secondi; effetto ancor maggiore sul periodo del secondo modo che da 0,78 secondi del modello A, passa a 0,31 secondi del modello D. Dal confronto col modello A ed ancor più con il successivo modello E si vede una radicale modifica di comportamento in quanto in questo modello i modi di vibrare sono quasi esclusivamente traslazionali.

Tabella 4. 14. Periodo, frequenza e massa partecipante dei primi 30 modi di vibrazione del Modello E

MODELLO E: Periodo, frequenza e massa partecipante dei primi 30 modi di vibrazione									
	N°	T	f	M%x	M%y	M%z	S M%x	S M%y	S M%z
		[Sec]	[Hz]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Modo	1	1,500	0,666	0,00%	20,21%	0,00%	0,00%	20,21%	0,00%
Modo	2	1,072	0,932	27,32%	0,02%	0,00%	27,32%	20,24%	0,00%
Modo	3	0,392	2,546	8,96%	1,05%	0,00%	36,28%	21,28%	0,00%
Modo	4	0,315	3,167	6,36%	8,96%	0,00%	42,64%	30,24%	0,00%
Modo	5	0,267	3,744	39,12%	16,11%	0,00%	81,76%	46,35%	0,00%
Modo	6	0,243	4,106	5,61%	40,06%	0,00%	87,37%	86,41%	0,00%
Modo	7	0,155	6,426	5,15%	0,00%	0,00%	92,52%	86,41%	0,00%
Modo	8	0,142	7,036	0,00%	0,00%	0,76%	92,52%	86,41%	0,76%
Modo	9	0,132	7,550	0,00%	0,00%	0,75%	92,52%	86,41%	1,51%
Modo	10	0,129	7,744	0,00%	0,00%	1,58%	92,52%	86,41%	3,08%
Modo	11	0,128	7,788	0,03%	0,00%	0,54%	92,55%	86,41%	3,63%
Modo	12	0,128	7,812	0,01%	0,00%	0,42%	92,56%	86,41%	4,04%
Modo	13	0,126	7,889	0,00%	0,00%	1,65%	92,56%	86,41%	5,69%
Modo	14	0,123	8,072	0,11%	0,37%	0,04%	92,67%	86,79%	5,73%
Modo	15	0,118	8,441	0,17%	0,48%	0,01%	92,84%	87,27%	5,74%
Modo	16	0,114	8,749	0,00%	0,00%	0,65%	92,84%	87,27%	6,39%
Modo	17	0,110	9,058	0,00%	0,00%	2,68%	92,84%	87,27%	9,07%
Modo	18	0,110	9,077	0,03%	0,00%	0,36%	92,87%	87,27%	9,43%
Modo	19	0,106	9,394	0,00%	0,00%	0,02%	92,87%	87,27%	9,45%
Modo	20	0,106	9,430	0,00%	0,00%	1,21%	92,87%	87,27%	10,66%
Modo	21	0,104	9,527	0,00%	0,00%	0,07%	92,87%	87,27%	10,73%
Modo	22	0,103	9,672	0,00%	0,00%	0,01%	92,87%	87,27%	10,74%
Modo	23	0,101	9,828	0,00%	0,00%	1,79%	92,87%	87,27%	12,53%
Modo	24	0,099	10,026	0,00%	0,00%	0,15%	92,87%	87,27%	12,68%
Modo	25	0,098	10,111	0,00%	0,00%	0,45%	92,87%	87,27%	13,12%
Modo	26	0,098	10,129	0,00%	0,00%	0,95%	92,87%	87,27%	14,08%
Modo	27	0,097	10,244	0,00%	0,00%	0,01%	92,87%	87,27%	14,08%
Modo	28	0,097	10,246	0,00%	0,00%	1,15%	92,87%	87,27%	15,23%
Modo	29	0,095	10,441	0,00%	0,00%	0,70%	92,87%	87,27%	15,93%

Modo	30	0,095	10,449	0,00%	0,00%	1,82%	92,87%	87,27%	17,75%

Nel modello E, che prevede la scala strutturale all'interno della torre, si ha un considerevole aumento di massa concentrata in posizione eccentrica rispetto al baricentro geometrico dell'edificio. Ciò induce una modifica del suo comportamento globale.
La massa partecipante supera l'85% previsto dalle N.T.C.2008, con il 6° modo lungo la direzione x e lungo la direzione y con un periodo pari a 0,24 secondi.
Il periodo del primo modo di vibrare è pari a 1,5 secondi, aumentato rispetto a quello del modello A, pari a 1,35 secondi, con massa partecipante del 20,2% lungo la direzione y; nel secondo modo il periodo è pari a 1,1 secondi con una massa partecipante pari al 27,3% lungo la direzione x. Come nel modello B, la direzione del modo di vibrazione è invertita rispetto al modello A.
Dal terzo modo in poi tutti hanno una forte connotazione rotazionale, seppur presentando una direzione prevalente.
Come già detto, rispetto alla torre originaria (senza scala strutturale al suo interno) questa soluzione induce nel complesso dell'edificio maggiori rotazioni, pertanto la presenza e il posizionamento di questi elementi vanno attentamente considerati nell'analisi di vulnerabilità.

Analisi Gruppo 1
Le analisi dinamiche del Gruppo 1, prevedono la valutazione dell'incidenza della pericolosità sismica e della categoria di sottosuolo, ai fini delle verifiche. Considerando il Modello A, la classe di calcestruzzo C16/20, l'acciaio Aq50 e armatura come da Tabella 4. 7 e Tabella 4. 8 si sono fatte variare le tre classi di pericolosità sismica e le tre categorie di sottosuolo.
Per i pilastri, i risultati delle analisi sono stati quelli rielaborati nel grafico di Figura 4. 12:

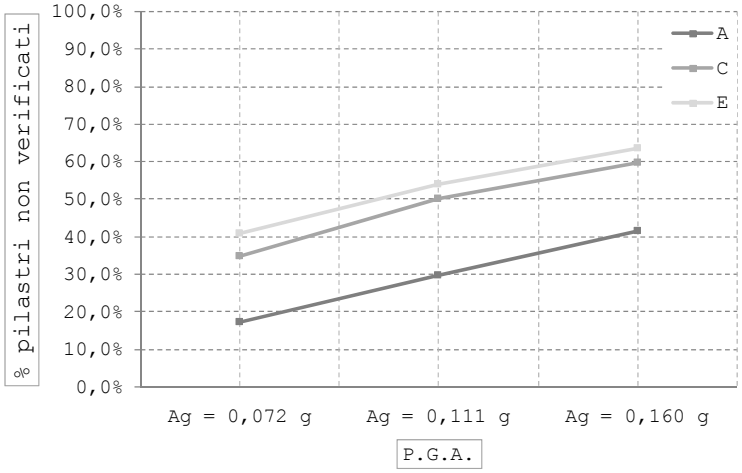


Figura 4. 12. Grafico con percentuale di pilastri non verificati al variare della P.G.A. e della categoria di sottosuolo

Come ci si poteva aspettare, si osserva che il fattore che ha la maggiore influenza ai fini delle verifiche è il valore della A_g, connesso alla pericolosità sismica del sito: la percentuale di pilastri non verificati risulta, infatti, direttamente proporzionale all'accelerazione sismica.

Si può, inoltre, notare l'effetto significativo della categoria di sottosuolo. A parità di A_g, la percentuale di elementi non verificati, passando da un terreno A ad un terreno di tipo C, aumenta di circa il 20%; passando da un terreno C ad uno più scadente, categoria E, il peggioramento risulta più modesto, dell'ordine del 4%.

Analizzando la distribuzione dei pilastri non verificati, nella configurazione corrispondente alla reale posizione dell'edificio (A_g minima e categoria di sottosuolo C), suddivisi per i vari piani emerge come essi siano localizzati principalmente al secondo piano e sulla torre. Questo risultato è legato, da un lato alle accelerazioni sismiche maggiori ai piani alti, ed inoltre, all'effetto benefico della maggiore compressione dovuta al carico della struttura sovrastante di cui godono i pilastri ai piani inferiori. Ciò fa spostare il punto rappresentativo dello stato di sollecitazione in una zona del dominio M-N ove si ha un maggiore momento resistente.

Tabella 4. 15. Percentuale di pilastri non verificati suddivisi per piano

Piano	N° pilastri per piano	N° di non verificati	% non verificati
Piano Seminterrato	28	0	0%
Piano Terra	32	2	6,2%
Piano Primo	32	9	28%
Piano Secondo	25	25	100%
1°Piano Torre	4	4	100%
2°Piano Torre	4	4	100%
3°Piano Torre	4	4	100%
4°Piano Torre	8	0	0%

Anche per le travi si sono eseguite le verifiche già descritte nella parte di analisi statica. Le travi considerate sono le stesse su cui sono state effettuate le analisi statiche. I risultati delle analisi, considerando i vari spettri di risposta e le diverse categorie di sottosuolo, sono stati rielaborati nei grafici di Figura 4. 13:

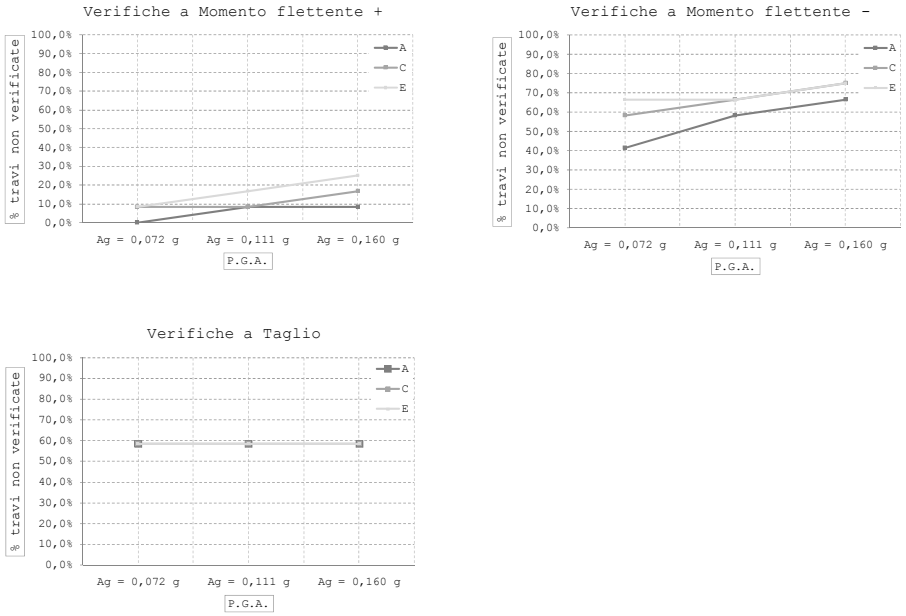


Figura 4. 13. Grafici con percentuale di travi non verificate a momento flettente positivo, momento flettente negativo e taglio al variare della P.G.A e della categoria di sottosuolo

Le travi, a momento flettente positivo, in condizioni di terreno A e azione sismica minima, sono tutte verificate. Una sola trave dimostra sempre problemi a partire da un terreno C e azione sismica minima. Solo altre due travi risultano non verificate in presenza di terreni di tipo E.
Per quanto riguarda il momento flettente negativo, la situazione cambia e 5 travi su 12 non soddisfano mai le verifiche, a prescindere dall'azione sismica ed il tipo di terreno. Si osserva, per altre travi, che in condizioni di azione sismica media e massima, avere un terreno di tipo C o di tipo E non incide sul risultato, mentre per azioni sismiche basse potrebbe cambiare.
In generale, l'analisi dei risultati fa emergere, in primo luogo, con chiarezza come l'incremento di pericolosità sismica considerato (che caratterizza la variabilità di input in Liguria) determini una variazione nelle verifiche di sicurezza che è del tutto analoga al cambiamento (all'interno dello stessa zona sismica) della caratteristiche del suolo. L'amplificazione della P.G.A. tramite il coefficiente S [$S = S_s \times S_t$] e F_o incrementa l'azione in modo da ottenere risultati (in termini di elementi che non soddisfano la verifica di resistenza - pilastri o travi) che sono del tutto simili ad un incremento della P.G.A. di oltre il doppio del valore iniziale (Bolzaneto vs Molini di Triora). Questo aspetto evidenzia, con estrema chiarezza, l'importanza, già in una fase di preliminare conoscenza, dell'ottenimento di informazioni connesse alle caratteristiche del suolo. Il ruolo che gioca sull'input sismico e conseguentemente sul risultato finale, risulta, infatti, essenziale, ed in genere di gran lunga più significativo di altri parametri (e.g.: materiali, degrado). Questo aspetto determina, pertanto, la necessità di tenere in considerazione, già in un'analisi di rischio sismico semplificata, a livello territoriale, le caratteristiche del terreno (sia in termini geologici - S_s; sia in termini morfologici e topografici - S_t). La conoscenza del manufatto, che permette di graduare l'affidabilità dei risultati, non può essere limitata alla sola costruzione presa in considerazione, ma bisogna estenderla alle condizioni al contorno che lo caratterizzano. Da questo punto di vista la conoscenza del suolo appare uno dei primi parametri da individuare. Recenti studi (Di Capua *et al.* 2006; Di Capua *et al*. 2010) hanno proposto approcci schedografici speditivi per cercare di ottenere informazioni sul suolo senza la realizzazione di una vera campagna geognostica, che risulta essere la condizione realisticamente in grado di caratterizzare un'analisi di rischio sismico a livello territoriale in cui è

difficile proporre approfondimenti conoscitivi costosi. Questi modelli permettono di giungere ad una valutazione preliminare, in grado di ridurre il range di variabilità della classe di suolo. In tale ottica, seppur le caratteristiche del terreno influenzino direttamente la pericolosità sismica, si sottolinea come in un'analisi di rischio a livello territoriale tale dato possa essere tenuto in conto anche come un elemento aggiuntivo della vulnerabilità dell'edificio. Questo approccio innovativo che viene introdotto per l'analisi di rischio a livello territoriale permetterà di ottenere un duplice vantaggio: un controllo diretto dell'incremento della vulnerabilità del manufatto in relazione agli altri parametri e modificatori; una determinazione che viene fatta (in funzione degli strumenti schedografici disponibili) durante le fasi di sopralluogo, evitando che il problema dell'amplificazione dell'azione sismica sia affrontato solo a tavolino, nella fase di rielaborazione dei dati, in cui, in genere, la presenza di un campione vasto e la mancanza di dati geologici puntuali impediscono, di fatto, di tenere in debita considerazione questo fattore.

Analisi Gruppo 2

Le analisi del Gruppo 2, si possono considerare una continuazione di quelle del Gruppo 1, in quanto si sono ripetute le stesse analisi, considerando come parametro variabile, anche la classe di calcestruzzo. In particolare si sono considerate le classi C12/15, C16/20, C20/25, C25/30 e C28/35. La classe C8/10 non è stata analizzata sulla base dei risultati delle verifiche statiche, in quanto si è evidenziato come, in presenza di calcestruzzi con caratteristiche meccaniche riconducibili a questa classe, la struttura risulti fortemente vulnerabile già in condizioni statiche.

Per i pilastri, i risultati delle analisi, considerando i vari spettri di risposta e le varie classi di calcestruzzo, sono stati rielaborati nei grafici riportati in Figura 4. 14:

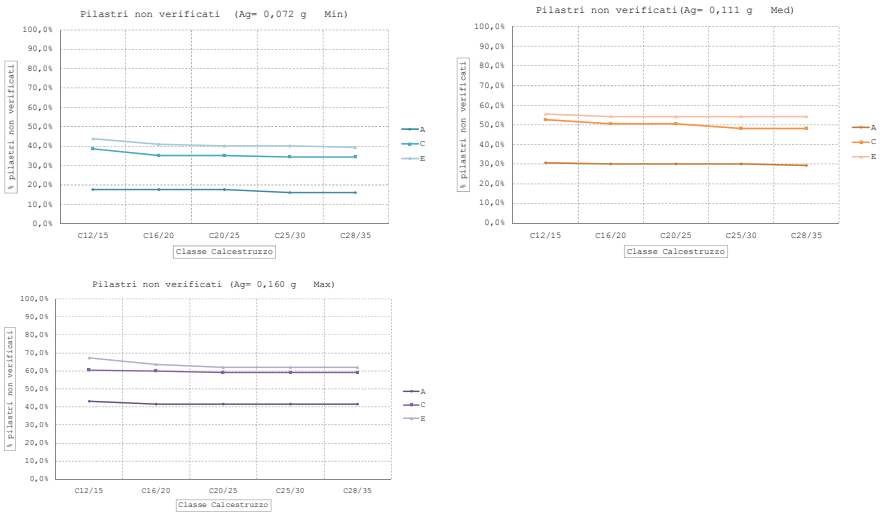
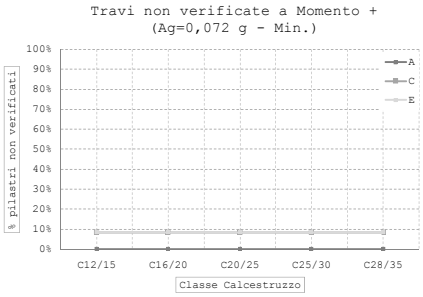
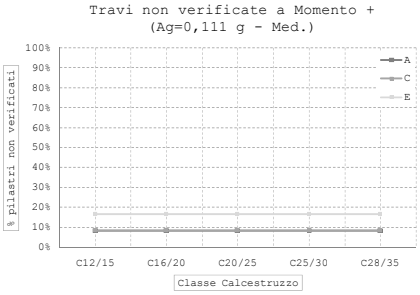
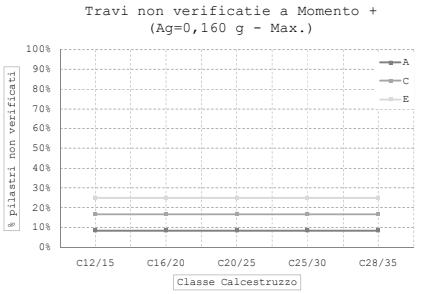


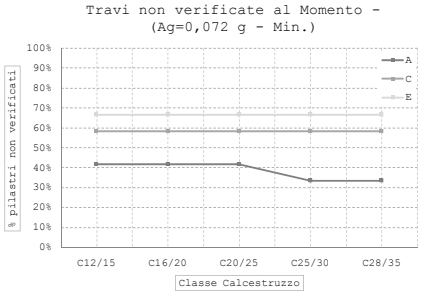
Figura 4. 14. Grafici della percentuale di pilastri non verificati in funzione della classe di calcestruzzo e del tipo di terreno al variare della pericolosità sismica

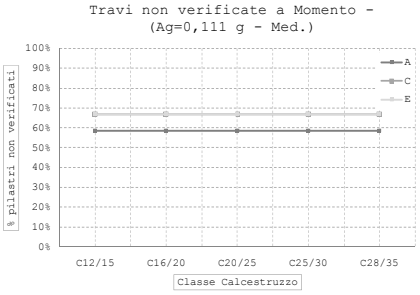
I risultati dimostrano, come per terreni di tipo A, il variare della classe di calcestruzzo non determini variazioni del numero di pilastri non verificati. Per terreni di tipo C ed E esiste una lieve variazione in corrispondenza di una classe di calcestruzzo pari a C16/20. In linea generale, comunque, si può dire che la classe di calcestruzzo non incida in modo significativo sulle verifiche ma che un ruolo più decisivo sia svolto dal tipo di terreno. Infatti, esiste una marcata differenza tra il numero di pilastri non verificati in presenza di terreno A e in presenza di terreno C o E (tra questi ultimi due non esiste grande differenza).
Anche per le travi, i risultati delle analisi, considerando i vari spettri di risposta, sono quelli rielaborati nei grafici di Figura 4. 15:

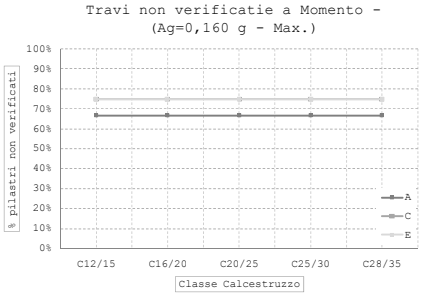

Travi non verificate a Momento +
(Ag=0,072 g - Min.)
% pilastri non verificati
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
C12/15
C16/20
C20/25
C25/30
C28/35
Classe Calcestruzzo
A
C
E


Travi non verificate a Momento +
(Ag=0,111 g - Med.)
% pilastri non verificati
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
C12/15
C16/20
C20/25
C25/30
C28/35
Classe Calcestruzzo
A
C
E


Travi non verificatie a Momento +
(Ag=0,160 g - Max.)
% pilastri non verificati
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
C12/15
C16/20
C20/25
C25/30
C28/35
Classe Calcestruzzo
A
C
E


Travi non verificate al Momento -
(Ag=0,072 g - Min.)
% pilastri non verificati
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
C12/15
C16/20
C20/25
C25/30
C28/35
Classe Calcestruzzo
A
C
E


Travi non verificate a Momento -
(Ag=0,111 g - Med.)
% pilastri non verificati
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
C12/15
C16/20
C20/25
C25/30
C28/35
Classe Calcestruzzo
A
C
E


Travi non verificatie a Momento -
(Ag=0,160 g - Max.)
% pilastri non verificati
100%
90%
80%
70%
60%
50%
40%
30%
20%
10%
0%
C12/15
C16/20
C20/25
C25/30
C28/35
Classe Calcestruzzo
A
C
E

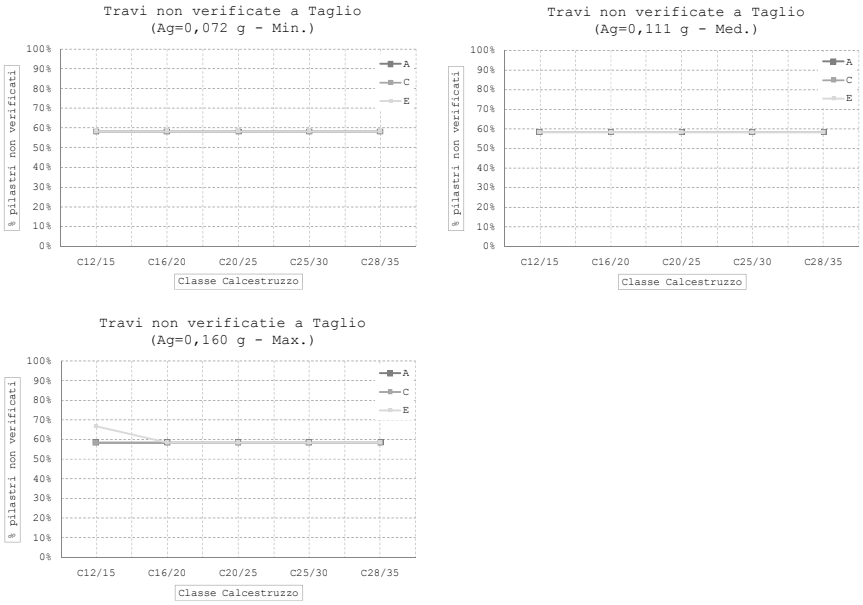


Figura 4. 15. Grafici della percentuale di pilastri non verificati a Momento flettente positivo, Momento flettente negativo e Taglio, in funzione della classe di calcestruzzo e della categoria di sottosuolo al variare della pericolosità sismica

Dalle analisi di sensitività ai parametri del Gruppo 2 per le travi, emerge come il ruolo della classe di calcestruzzo sia poco influente nelle verifiche a momento flettente positivo, negativo e a taglio. Essa però modifica sostanzialmente il tipo di rottura. Infatti, per la classe C12/15, nella verifica a taglio alcune travi presentano una rottura per taglio-compressione, mentre in quella a momento positivo la rottura fragile avviene nella quasi totalità dei casi.
Invece, per la classe di calcestruzzo C16/20 e superiori, la rottura è sempre per taglio-trazione e duttile a momento. Il risultato rimane invariato per tutte le accelerazioni sismiche considerate.

Tabella 4. 16. Verifica travi a Taglio: modalità di rottura

N° trave	Ag Max. - Tipologia di terreno C				
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C28/35
T 52	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione
T 30	taglio compressione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione
T 159	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione
T 131	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione
T 226	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione
T 275	taglio compressione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione
T 231	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione
T 325	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione
T 358	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione
T 368	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione
T 396	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione
T 402	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione	taglio trazione

Tabella 4. 17. Verifica travi a Momento flettente positivo: modalità di rottura

N° trave	Ag Max. - Tipologia di terreno C				
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C28/35
T 52	fragile	duttile	duttile	duttile	duttile
T 30	fragile	duttile	duttile	duttile	duttile
T 159	fragile	duttile	duttile	duttile	duttile
T 131	fragile	duttile	duttile	duttile	duttile
T 226	fragile	duttile	duttile	duttile	duttile
T 275	fragile	duttile	duttile	duttile	duttile
T 231	fragile	duttile	duttile	duttile	duttile
T 325	fragile	duttile	duttile	duttile	duttile
T 358	fragile	duttile	duttile	duttile	duttile
T 368	fragile	duttile	duttile	duttile	duttile
T 396	duttile	duttile	duttile	duttile	duttile
T 402	duttile	duttile	duttile	duttile	duttile

Tabella 4. 18. Verifica travi a Momento flettente negativo: modalità di rottura

N° trave	Ag Massima - Sottosuolo C				
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C28/35
T 52	duttile	duttile	duttile	duttile	duttile
T 30	duttile	duttile	duttile	duttile	duttile
T 159	duttile	duttile	duttile	duttile	duttile
T 131	duttile	duttile	duttile	duttile	duttile
T 226	duttile	duttile	duttile	duttile	duttile
T 275	duttile	duttile	duttile	duttile	duttile
T 231	duttile	duttile	duttile	duttile	duttile
T 325	duttile	duttile	duttile	duttile	duttile
T 358	duttile	duttile	duttile	duttile	duttile
T 368	duttile	duttile	duttile	duttile	duttile
T 396	duttile	duttile	duttile	duttile	duttile
T 402	duttile	duttile	duttile	duttile	duttile

In generale, l'analisi dei risultati fa emergere, analogamente alle analisi del Gruppo 1, come l'incremento di pericolosità sismica considerato (che caratterizza la variabilità di input in Liguria) determini una variazione nelle verifiche di sicurezza che è del tutto analoga al cambiamento (all'interno dello stessa zona sismica) della caratteristiche del suolo.
Il ruolo che gioca la tipologia di terreno sull'input sismico, e conseguentemente sul risultato finale, risulta più significativo del ruolo della classe di calcestruzzo.

Analisi Gruppo 3
Le analisi di sensitività ai parametri del Gruppo 3, sono state volte alla individuazione dell'influenza del contributo irrigidente delle tamponature nella risposta dinamica dell'edificio.
Nel caso in esame si sono considerati i pannelli di tamponamento perimetrali, trascurando quelli interni, perché realizzati con mattoni forati, di limitato spessore, non rilevanti, quindi, dal punto di vista strutturale.

Il contributo irrigidente offerto dai pannelli di tamponamento all'interno dei telai resistenti, è stato schematizzato secondo il modello a puntone equivalente descritto al §2.
I tamponamenti perimetrali dell'edificio risultano di spessore totale pari a 50 cm, costituiti da due paramenti in mattoni pieni disposti di piatto e una intercapedine di aria interna. Lo spessore considerato nelle analisi è quindi pari a 24 cm.
Il primo passo è stato quello di individuare il meccanismo di rottura prevalente dei pannelli di tamponamento. Si è riscontrato che la maggior parte di essi entrano in crisi per scorrimento, solo il 17% per trazione e il 35% per schiacciamento.

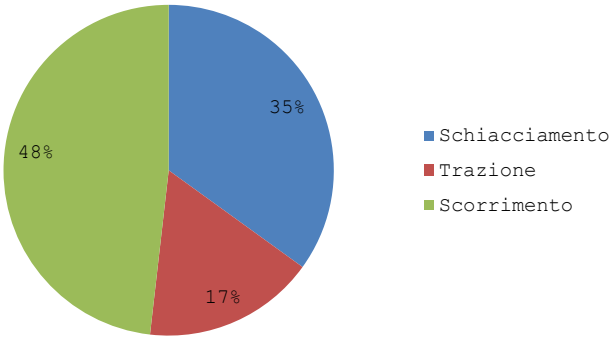


Figura 4. 16.Percentuale di modi di rottura per i pannelli murari considerati

Pur verificandosi, in questo caso, il meccanismo a puntone equivalente solo per circa un terzo dei casi, resta l'opportunità dell'utilizzo di un modello semplificato a puntone equivalente, il cui impiego implica tuttavia a priori la rinuncia a cogliere molti degli effetti locali dovuti alla presenza del tamponamento. Rimane comunque la possibilità di valutare, ove richiesto, con sufficiente approssimazione, la risposta globale della struttura, in termini di rigidezza, di duttilità, di dissipazione di energia e di resistenza.
Si è, pertanto, adottato convenzionalmente il modello a puntone equivalente e si è successivamente verificato che l'azione irrigidente del puntone non mandi in crisi il nodo del telaio su cui agisce, confrontando la forza di scorrimento-trazione-schiacciamento del pannello con la resistenza a taglio del pilastro.

Questo controllo è opportuno nell'ottica della valutazione della crisi per gli Stati Limite Ultimi. Infatti, il caso di "pannello forte-pilastro debole", di fatto, rientra nella casistica dei meccanismi fragili, alla pari di quelli correlati alla rottura dei nodi e degli elementi in calcestruzzo armato per problemi di taglio.
Da questo controllo è emerso che, in quasi tutti i casi (94%), si crea una situazione di pilastro debole/pannello forte, ovvero il pannello trasferisce, in testa ed al piede del pilastro, uno sforzo di taglio tale da produrre una rottura fragile sull'elemento in calcestruzzo.
Questo comportamento è legato a due principali aspetti: la notevole rigidezza dei tamponamenti esterni nel loro piano, costituiti da murature in mattoni pieni di notevole spessore, caratteristica peculiare degli edifici del Razionalismo Italiano, e l'inadeguatezza della staffatura dei nodi.
Pertanto, la valutazione delle gerarchie dei meccanismi di collasso dei pannelli di tamponamento, primo fondamentale passo da eseguire, porta a considerare elemento di grande vulnerabilità, per l'edificio in questione, la presenza di pannelli molto rigidi all'interno dei telai in c.a., per le sollecitazioni di taglio trasmesse sul nodo.
Si è, quindi, proceduto con le verifiche dei Modelli A, A2, B e C, precedentemente descritti, considerando i puntoni equivalenti, per l'analisi di sensitività ai parametri.
Sono state ricavate dal codice di calcolo agli elementi finiti gli spostamenti per i vari modelli, considerando un'azione sismica associata al luogo in cui sorge la costruzione (spettro di risposta di Genova Bolzaneto con categoria di suolo C).
Come già evidenziato al §2.3.3, se si tiene conto del comportamento a puntone equivalente dei pannelli, in un'analisi lineare (mediante spettro di risposta), è opportuno verificare lo Stato Limite di Danno. Secondo quanto prescritto dalle N.T.C.2008 (§7.3.7) le verifiche nei confronti dello stato limite di esercizio degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano rispettivamente in termini di resistenza, di contenimento del danno e di mantenimento della funzionalità.
Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Nel caso delle costruzioni civili ed industriali, qualora la temporanea inagibilità sia

dovuta a spostamenti eccessivi di interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD siano inferiori a:

$$d_r < 0,05h \tag{4.16}$$

per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura e che interferiscono con la deformabilità della stessa.
Le verifiche sono state eseguite quindi controllando gli spostamenti relativi di interpiano (d_r) lungo un allineamento che è stato scelto in corrispondenza del prospetto principale, sull'angolo ovest della torre. Gli spostamenti massimi e minimi nelle due direzioni del sisma (x e y) dei nodi lungo tale allineamento (301 - 302 - 294 - 290 - 286 - 255 - 193 - 126 - 53 - 54) sono risultati sempre inferiori al limite imposto da normativa.
Nei grafici che seguono (Figura 4. 17) vengono riportati i valori degli spostamenti relativi (d_r/h), in termini adimensionali, per ogni interpiano, in modo tale da confrontare i risultati ottenuti con i diversi modelli analizzati.

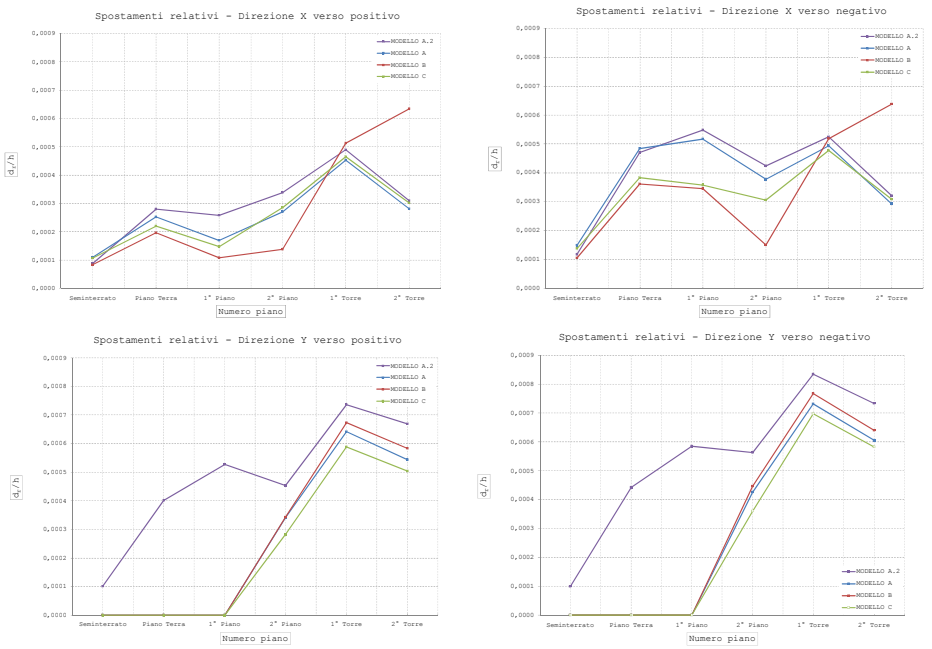


Figura 4. 17. Grafici delle verifiche a stato limite di danno per le due direzioni principali del sisma, in verso positivo e negativo, dei diversi modelli considerati

Dalle analisi modali, controllando i periodi di vibrazione, è emerso come il modello più rigido sia quello B, con irrigidimenti solo nei pannelli privi di aperture, seguito dal modello C, con irrigidimenti in corrispondenza di tutte le tamponature, considerando le riduzioni dovute alle eventuali aperture presenti, il modello A e, infine, il modello A2, il più flessibile, privo di vincoli laterali offerti dall'edificio adiacente.

Effettuando quindi le analisi dinamiche con spettro di risposta e, conseguentemente, le verifiche a Stato Limite di Danno, si può osservare come il Modello B, però, irrigidisca la struttura solo ai piani bassi, dove sono presenti i puntoni equivalenti relativi ai pannelli di tamponamento privi di aperture. L'irrigidimento fa diminuire il drift di interpiano che si osserva ai piani bassi, ma amplifica il drift che si localizza ai piani alti. Pertanto, i piani superiori risultano molto più penalizzati rispetto a quanto avviene nel Modello A. Il modello C si dimostra quello che globalmente risponde meglio alle sollecitazioni orizzontali sismiche. Infine, il Modello A2 risulta il più flessibile,

ovvero vulnerabile, in corrispondenza della direzione efficace dei vincoli tolti, che simulavano il caso di edificio isolato, privo di costruzioni addossate.
Aumentando la pericolosità sismica si confermano i risultati sopra esposti e si sottolinea, come, seppur in questo caso tutte le verifiche continuino ad essere soddisfatte, bisogna tenere presente che in presenza di azioni sismiche associate ad aree ad alta sismicità (es. L'Aquila), configurazioni strutturali associabili al Modello B potrebbero mandare in crisi l'edificio e determinare forti danneggiamenti localizzati o crolli.
Ulteriori valutazioni sono state fatte in merito alla tipologia di muratura dei pannelli di tamponamento. Si è ipotizzata la possibile presenza di spessori e caratteristiche meccaniche della muratura diversi, per comprendere quale sia l'influenza di tale parametro ai fini delle verifiche:

- Tipo 1: parete doppia di mattoni pieni, larghezza complessiva 24 cm;
- Tipo 2: parete singola di mattoni forati, larghezza 12 cm;
- Tipo 3: parete singola di mattoni forati, larghezza 10 cm (caso limite).

Queste tre tipologie sono state applicate ai pannelli di tamponamento del modello per valutarne il comportamento nei confronti dei diversi meccanismi di rottura che si possono verificare.

Tabella 4. 19. Analisi delle diverse tipologie di muratura considerate per i pannelli di tamponamento

		Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Spessore muratura	[cm]	24	12	10
Resistenza a compressione muratura	f_w [MPa]	1,40	0,70	0,70
Resistenza a taglio muratura	f_{ws} [MPa]	0,0665	0,0332	0,0332
Meccanismo di rottura del pannello	Schiacciamento	29	18	15
	Trazione	14	14	14
	Scorrimento	40	51	54
Pilastri verificati	n°	5	62	79
	%	6%	75%	95%
Pilastri NON Verificati	n°	78	21	4
	%	94%	25%	5%

Si evidenzia come, in tutte le tipologie, prevale la rottura a scorrimento; al diminuire dello spessore e delle caratteristiche meccaniche della tamponatura (passando da mattone pieno a mattone forato), si ha un aumento dei casi di rottura a scorrimento e una corrispondente riduzione dei casi di rottura a schiacciamento.
Per quanto riguarda il rapporto pannello-pilastro, la verifica evidenzia che la muratura piena, per la sua elevata robustezza, mette in crisi il pilastro provocandone la rottura a taglio, mentre la situazione si ribalta nel caso di tamponature più deboli, come quelle in mattoni forati da 12 cm e ancor più con quelle da 10 cm, ove si ha la prevalenza di pilastri "forti": 75% nel primo caso e 95% nel secondo. In queste condizioni, la tamponatura andrà a contribuire positivamente alla rigidezza della struttura in campo elastico (SLD) e andrà a cedere per prima in uno Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), dissipando energia senza però mettere in pericolo la struttura portante.
È evidente, però, che il contributo irrigidente (positivo) di pannelli in mattoni forati o di limitato spessore è minore di quello offerto da un pannello in mattoni pieni o di spessore elevato, poiché diverse saranno le caratteristiche del puntone equivalente che si considera.

Analisi Gruppo 4
La torre littoria è uno degli elementi architettonici che caratterizzano l'architettura Razionalista Italiana. E' pertanto interessante valutare l'impatto della sua presenza sul comportamento dell'edificio. A tal fine, si è eseguita un'analisi dinamica del Modello D, ottenuto eliminando la torre dal Modello A.
Le verifiche sono analoghe a quelle effettuate nel Gruppo 1: è stata fatta variare la pericolosità sismica e la tipologia di terreno in modo tale da poter confrontare i risultati delle analisi ottenuti per il modello A.
Una volta note le caratteristiche di sollecitazione è stato possibile eseguire le verifiche a Stato Limite di salvaguardia della Vita riferite, così come precedentemente descritto.
Per i pilastri, i risultati delle analisi, considerando i vari spettri di risposta, sono stati quelli rielaborati nel grafico di Figura 4. 18:

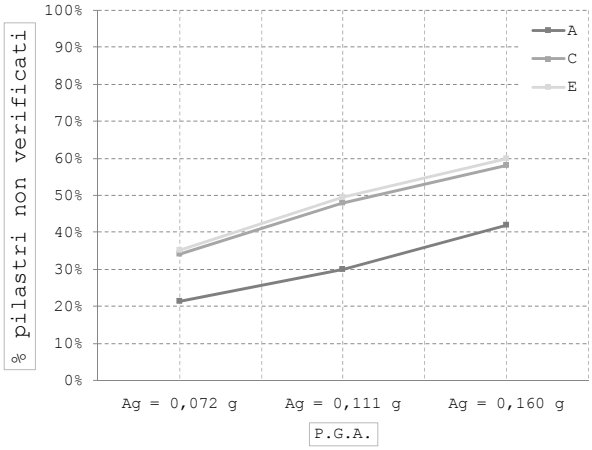


Figura 4. 18. Grafico della percentuale di pilastri non verificati in funzione della pericolosità sismica e della categoria di terreno

Confrontando i risultati delle verifiche sui pilastri con quelli relativi all'analisi del Gruppo 1, si rileva una diminuzione di pilastri non verificati, in particolare in corrispondenza dei terreni di categoria C ed E. L'entità del miglioramento è lieve poiché, nello specifico caso in esame, la torre risulta ben progettata e non essendovi funzioni specifiche al suo interno, non contribuisce significativamente all'incremento di massa che determinerebbe un apprezzabile aumento della vulnerabilità dell'edificio (vedi analisi del Gruppo 5).
Per le travi si sono eseguite le verifiche a momento flettente positivo, momento flettente negativo e a taglio. I risultati delle analisi, considerando i vari spettri di risposta, sono stati rielaborati nei grafici di Figura 4. 19. Per consentire un diretto confronto, si sono riportati anche i grafici relativi alle analisi del Gruppo 1, effettuate sul modello A, con la torre littoria.

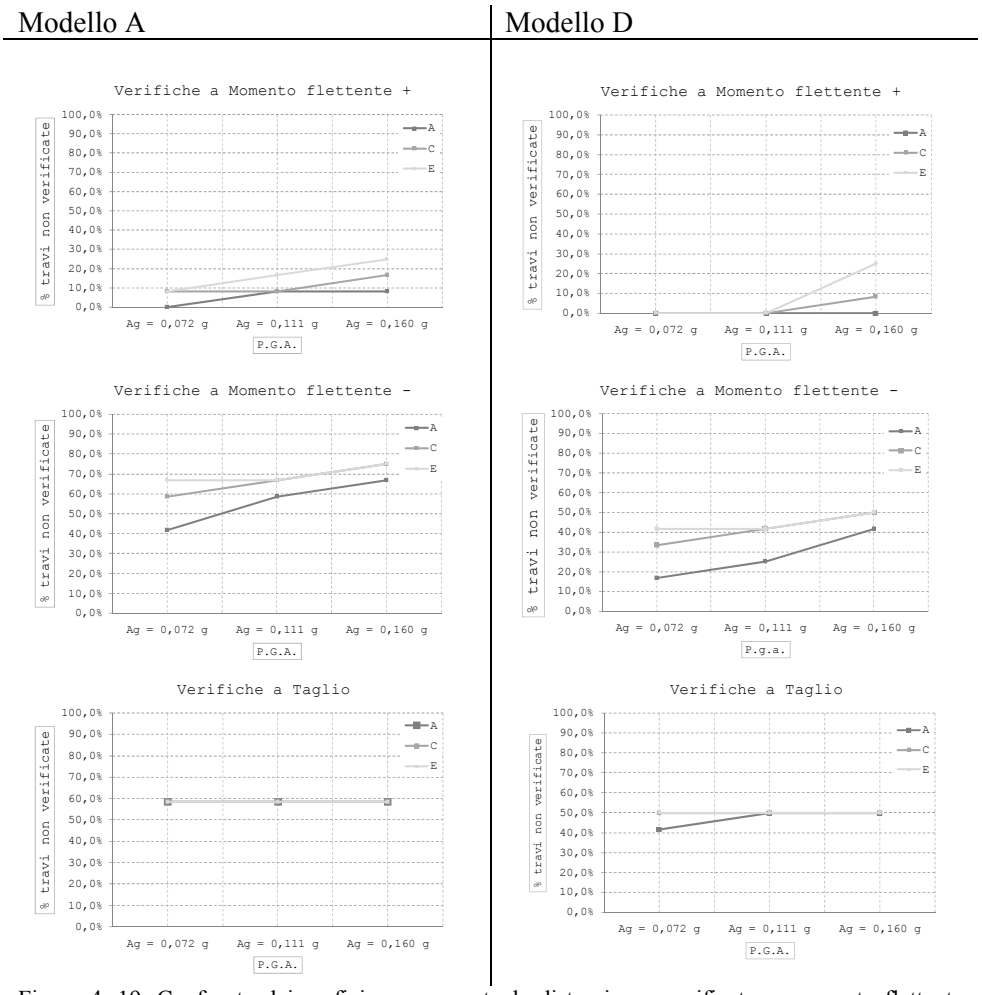


Figura 4. 19. Confronto dei grafici con percentuale di travi non verificate a momento flettente positivo, momento flettente negativo e taglio al variare della P.G.A e della categoria di sottosuolo per il modello A e per il modello D

L'eliminazione della torre provoca un tendenziale miglioramento percentuale di elementi verificati a momento flettente positivo, a momento flettente negativo e a taglio.

I risultati delle verifiche relative a pilastri e travi sono comprensibili tenendo conto che la struttura del Modello D è evidentemente più regolare di quella del

Modello A. L'eliminazione della torre riduce l'eccentricità e avvicina il baricentro delle masse al baricentro geometrico dell'edificio. Tutto ciò è in armonia con la prescrizione delle N.T.C.2008 che oggi impongono, nelle nuove costruzioni, la regolarità strutturale al fine di ridurre la vulnerabilità sismica.

Analisi Gruppo 5

Per comprendere l'influenza della presenza del vano scala all'interno della torre littoria, si è predisposto il Modello E e si sono effettuate le analisi del Gruppo 5, in cui è stata fatta variare la pericolosità sismica del sito e la tipologia di terreno. Una volta note le caratteristiche di sollecitazione è stato possibile eseguire le verifiche a Stato Limite di salvaguardia della Vita, così come precedentemente descritto. Per i pilastri, i risultati delle analisi, considerando i vari spettri di risposta, sono stati quelli rielaborati nei grafici di Figura 4. 20:

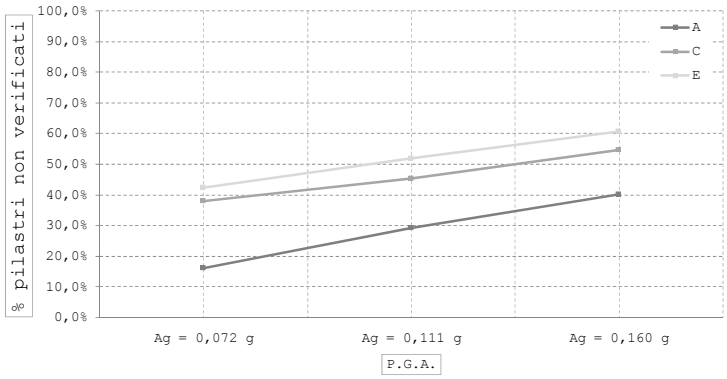


Figura 4. 20. Grafico della percentuale di pilastri non verificati per diverse categorie di terreno e diversa P.G.A.

Dalle analisi effettuate, si osserva come, a differenza di quanto avveniva nelle analisi del Gruppo 1 (senza vano scala), la percentuale di elementi non verificati con un terreno C o E cambi, anche se il salto maggiore si continua ad avere per terreno A. L'aumento dell'azione sismica, invece, anche nel Modello E, fa aumentare linearmente, e come è facilmente prevedibile, i pilastri non verificati. Per le travi si sono eseguite le verifiche a momento flettente positivo, momento flettente negativo e a taglio. I risultati delle analisi, considerando i vari spettri

di risposta, sono stati rielaborati nei grafici di Figura 4. 21. Per consentire un diretto confronto, si sono riportati anche i grafici relativi alle analisi del Gruppo 1, effettuate sul modello A, con la torre littoria senza vano scala all'interno.

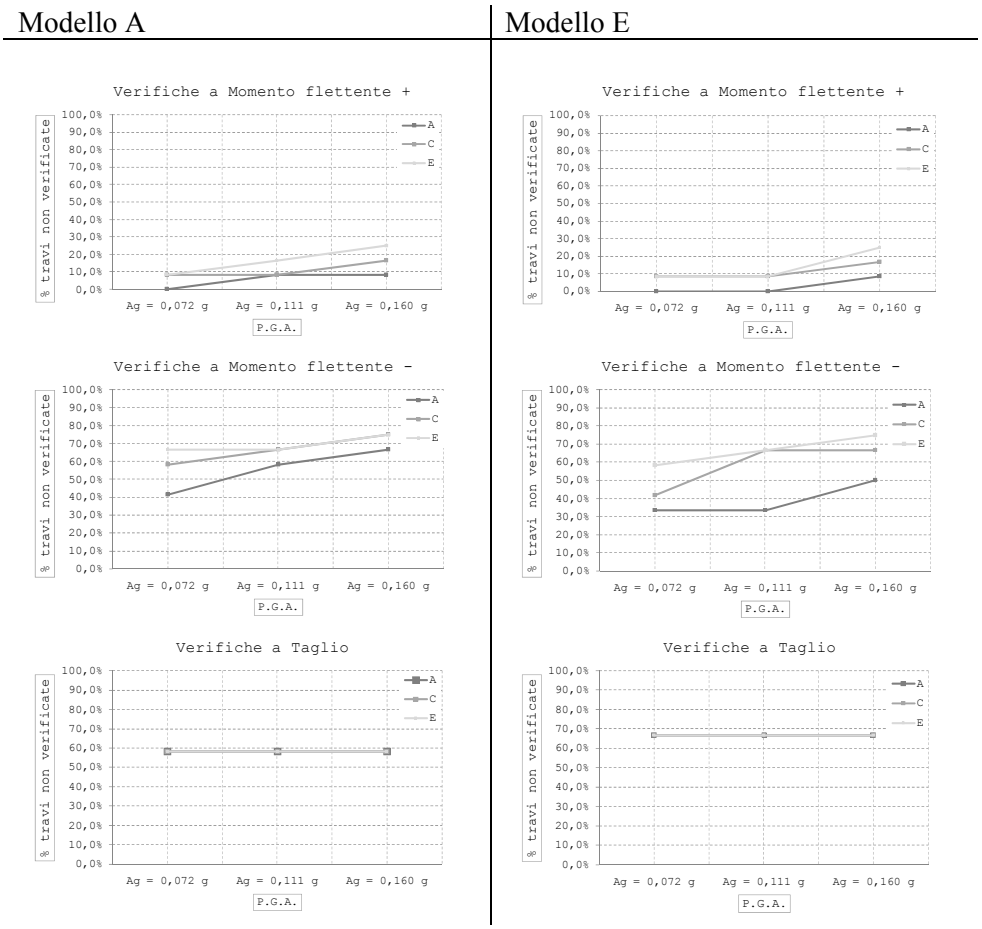


Figura 4. 21. Confronto dei grafici con percentuale di travi non verificate a momento flettente positivo, momento flettente negativo e taglio al variare della P.G.A e della categoria di sottosuolo per il modello A e per il modello E

I risultati della analisi sulle travi, dimostrano che l'effetto più significativo legato all'inserimento del vano scala all'interno della torre littoria, si ha nel

comportamento dinamico della struttura, come già evidenziato nell'analisi modale.
In sintesi, il dato rilevante emerso da questo ultimo gruppo di analisi, è che il Modello E, con il vano scala all'interno della torre littoria, risulta più flessibile di tutti gli altri modelli. Il vano scala determina, infatti, un aumento sostanziale della massa localizzata in sommità (nelle torre), che a sua volta modifica significativamente i modi di vibrare della struttura.

4.2.3. Conclusioni

Dalle analisi statiche effettuate, si possono trarre le seguenti conclusioni.
Si evidenzia una forte dipendenza del risultato dalla qualità del calcestruzzo. Infatti, il numero di pilastri non verificati aumenta esponenzialmente al peggiorare delle caratteristiche del calcestruzzo. Ma la classe di calcestruzzo influenza il risultato soltanto per valori di resistenza bassi. Per classi uguali o superiori al C16/20 si ha una scarsa o nulla variazione dei risultati. Questa osservazione è di fondamentale importanza ai fini del presente studio, in quanto si può ragionevolmente fissare una soglia limite relativamente alla qualità del calcestruzzo, per poter stabilire se una struttura è fortemente vulnerabile, già da un punto di vista statico.
In quest'ambito, pertanto, un modificatore di comportamento può essere introdotto nel modello di vulnerabilità che si intende proporre, al fine di tener conto delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo. Tale modificatore di comportamento può essere modulato attraverso l'identificazione di due intervalli, superiori o inferiori alla soglia limite, che determinano rispettivamente la minore o maggiore vulnerabilità della struttura già da un punto di vista statico.
Come già sottolineato, a parità di resistenza del calcestruzzo, il crescere del diametro dei ferri di armatura fa ovviamente abbattere la percentuale di elementi non verificati. Il salto che si ha tra un set di diametri e l'altro è molto significativo, soprattutto al diminuire della classe di calcestruzzo: pertanto, se il calcestruzzo è di scadente qualità, il diametro delle barre diventa molto importante. Ne consegue che l'individuazione del diametro delle barre è un

parametro di fondamentale importanza che deve essere tenuto in conto nella valutazione della vulnerabilità sismica.
Anche per quanto riguarda questo parametro si possono definire range utili alla modulazione di un modificatore di comportamento associato al diametro dei ferri e che sia in parte legato alle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo. Il modificatore può avere un punteggio che aumenta al diminuire del diametro dei ferri e, maggiore o minore, rispettivamente per classi di calcestruzzo sotto soglia o sopra soglia.
I risultati ottenuti dalle verifiche statiche, possono fornirci motivi di riflessione anche in relazione alla conoscenza. Infatti, si può ragionevolmente affermare che, se una campagna diagnostica estesa, risulta indispensabile per la verifica di un manufatto esistente, è pur vero che una attenta progettazione di questa, mirata ad investigare quei parametri che giocano un ruolo determinante nel soddisfacimento delle verifiche, consente di limitare le indagini, spesso distruttive, con vantaggi evidenti in termini economici, tempistici e soprattutto di integrità materica del manufatto. Quest'ultimo aspetto risulta di fondamentale importanza in relazione al fatto che gli edifici esistenti, oggetto del presente studio, sono spesso edifici tutelati e di grande valore artistico e culturale. In questo senso, dai risultati delle verifiche statiche, si evidenzia come la determinazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo possa essere un parametro da investigare preliminarmente alla determinazione delle caratteristiche dell'acciaio. Peraltro, la determinazione delle caratteristiche dell'acciaio, mediante prelievo del ferro di armatura e successiva prova a trazione in laboratorio, risulta un'indagine più problematica ed invasiva rispetto a quella di compressione da effettuarsi su carote, per la determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo (Masi e Digrisolo, 2013).
Si può definire, quindi, una sorta di "gerarchia" dei parametri da investigare attraverso la campagna diagnostica, in relazione alla loro diversa importanza ai fini della risposta strutturale del manufatto:

- Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo;
- Diametro dei ferri;
- Caratteristiche meccaniche dell'acciaio.

Parallelamente a tale meta-progetto della campagna diagnostica è importante sottolineare come legare l'affidabilità delle nostre verifiche strutturali ad un

predefinito numero di prelievi (in virtù delle dimensioni del manufatto) possa, per questi casi, cadere in difetto. Se, teoricamente, si può aumentare la confidenza statistica della campagna diagnostica, il livello di conoscenza e, conseguentemente, il fattore di confidenza, dovrebbe essere rimodulato, in quanto, l'incidenza finale di tali fattori, oltre al livello di soglia individuato, non garantisce una maggiore sicurezza, che risulta, invece, connessa a dettagli costruttivi con i quali gli elementi strutturali vengono realizzati.
Dalle analisi dinamiche effettuate, si possono trarre le seguenti considerazioni:
L'importanza della categoria di suolo nella valutazione del rischio sismico, a cui può essere soggetto un manufatto, emersa nelle analisi dei Gruppi 1 e 2, porta ad una prima conclusione legata alla necessità di tener conto di questo aspetto. Ciò che emerge è come la conoscenza delle caratteristiche del suolo e, conseguentemente, dell'amplificazione sismica che da esso deriva, assuma un ruolo di un ordine di grandezza superiore rispetto a qualsiasi altra informazione. Dal momento che, come detto, le caratteristiche del terreno, dal punto di vista geologico, geomorfologico e topografico, sono legate puntualmente al manufatto considerato, è ragionevole pensare di introdurre nel modello di vulnerabilità parametri associati a questi dati. In un modello di vulnerabilità semplificato, a scala territoriale, come quello che si sta proponendo, è lecito quindi considerare le caratteristiche del terreno alla stregua delle altre caratteristiche che modificano la vulnerabilità di un edificio. Per il rilievo di queste caratteristiche si può fare utile riferimento ai moduli schedografici speditivi proposti in letteratura (Di Capua *et al.*, 2006 e Di Capua *et al.*, 2010).
Un modificatore di comportamento può, quindi, essere introdotto per considerare la vulnerabilità associata a tipi di terreno scadenti, che amplificano l'azione sismica e possono portare a situazioni di pericolo per le strutture considerate.
L'irrigidimento dato alla struttura dalla presenza dei pannelli di tamponamento deve essere diffuso e regolare. Nel caso in cui la distribuzione dei pannelli sia irregolare, il contributo irrigidente gioca un ruolo negativo e sfavorevole nella risposta dinamica della struttura.
Il modificatore di comportamento legato alla irregolarità plano-altimetrica è di fondamentale importanza per cogliere il reale comportamento in presenza di azioni sismiche.

Il dato altrettanto interessante è che tale modificatore non si può considerare a media simmetrica.
Infatti, se l'irrigidimento è presente e diffuso, migliora le condizioni della struttura, ma se è presente e localizzato il contributo dato dall'irrigidimento è negativo e pesa molto di più.
Come si è osservato nel caso studio dell'Ex Casa del Fascio a Genova Bolzaneto, il contributo offerto dalla presenza di pannelli di tamponamento molto rigidi, all'interno dei telai in c.a., può essere negativo per le sollecitazioni di taglio trasmesse sul nodo. Si determinano sempre condizioni di pilastro debole-pannello forte.
Questo è dovuto al fatto che, come sempre accade negli edifici del Razionalismo Italiano, i tamponamenti esterni, sono costituiti da murature in mattoni pieni di notevole spessore e quindi di notevole rigidezza nel loro piano, e allo stesso tempo i pilastri sono poco staffati nei nodi. Alla grande rigidezza del pannello si associa quindi una certa debolezza del nodo del pilastro che determina rotture a taglio di tipo fragile in corrispondenza del nodo stesso.
Si possono però distinguere due livelli di pericolosità in base alla modalità di rottura del pannello: rottura per schiacciamento e rottura per scorrimento o trazione diagonale. Nel primo caso, l'effettiva formazione del puntone equivalente genera una forza concentrata nel pilastro, in corrispondenza del nodo assai maggiore di quella che si ha in presenza di un meccanismo di rottura a scorrimento.
Un nuovo modificatore di comportamento legato alla vulnerabilità indotta dalla presenza di azioni taglianti sul nodo del pilastro, per la presenza di pannelli di tamponamento molto rigidi, può essere introdotto per tenere conto di questo importante aspetto che caratterizza in generale tutti gli edifici in conglomerato cementizio delle prime realizzazioni, così come sono quelli del Razionalismo Italiano.
Si osserva, in relazione a questo ultimo aspetto, come, in presenza di un tipo di acciaio con caratteristiche meccaniche superiori a quelle degli acciai Aq, come possono essere gli acciai attualmente utilizzati nelle costruzioni in c.a. (B450C), la resistenza a taglio del pilastro aumenti significativamente, tanto da evitare quasi del tutto situazioni di pilastro debole-pannello forte che mandano in crisi il sistema strutturale. Questo dato si rivela particolarmente interessante

in relazione alla conoscenza della qualità dell'acciaio, che, se nelle analisi effettuate sembrava non giocare un ruolo determinante, risulta, invece, di grande importanza per la valutazione della resistenza a taglio del pilastro e, quindi, della sua capacità di sopportare le sollecitazioni trasmesse dal puntone equivalente che simula il pannello di tamponamento.
Nella valutazione della vulnerabilità indotta dalla presenza di azioni taglianti sul nodo del pilastro, si potrebbe tenere conto della qualità dell'acciaio, diminuendo il punteggio associato al modificatore stesso, qualora si sia in presenza di acciai di buona qualità.
Dalle analisi del Gruppo 3 effettuate sul Modello A2, privo di vincoli laterali legati alla presenza di un edificio adiacente (condizione di edificio isolato), emerge come si determini una maggiore flessibilità della struttura nella direzione di efficacia dei vincoli eliminati rispetto al Modello A.
Il modificatore di comportamento legato alla condizione di edificio in aggregato ha senso di esistere, data la sua importanza al fine di cogliere il reale comportamento in presenza di azioni sismiche. Si sottolinea come non sia sufficiente rilevare la presenza/assenza di un edificio adiacente, ma come sia anche indispensabile stimarne il grado di connessione.
Lo studio dell'effetto di un elemento caratteristico quale la torre littoria sul comportamento strutturale del manufatto, ha portato a porre l'attenzione principalmente sulla risposta dinamica. Infatti, il modello D, privo della torre littoria, presenta modi di vibrazione quasi esclusivamente traslazionali; l'aggiunta della torre provoca un aumento del periodo e l'incremento delle componenti rotazionali, aumento ancor più rilevante in presenza di scala all'interno della torre stessa (modello E). In sintesi, la torre è un elemento di forte irregolarità in elevazione del manufatto che determina un aumento di massa ed eccentricità che deve essere inevitabilmente tenuto in conto nel modello di vulnerabilità che si intende proporre.
Un modificatore di comportamento associato alla presenza della torre littoria può essere introdotto al fine di incrementare la vulnerabilità sismica della struttura.
La maggiore flessibilità riscontrata nel Modello E, con il vano scala all'interno della torre littoria, porta a ritenere lecito considerare questa scelta architettonica come un parametro che aumenta la vulnerabilità sismica della struttura. Dal

momento che la presenza della torre nella tipologia edilizia delle Case del Fascio è assai ricorrente, così come la presenza, al suo interno di collegamenti verticali per l'accesso ai vari piani, il risultato può essere generalizzato e considerato come parametro all'interno del modello di vulnerabilità.
All'interno del modificatore che si intende proporre relativo alla vulnerabilità indotta dalla presenza della torre littoria, una differenziazione può essere fatta nel caso di torre littoria con vano scala interno e torre littoria con funzione estetico-simbolica (come nel caso della Casa del Fascio di Bolzaneto). Al primo caso si dovrà assegnare un punteggio più elevato con riferimento ai risultati delle analisi effettuate.
Come conseguenza delle considerazioni ai punti 2) e 3), discende una possibile indicazione per la scelta dell'intervento. Dal momento che le azioni taglianti trasmesse dal pannello di tamponamento rigido, mandano in crisi il nodo del pilastro, si determina la necessità di eliminare questa vulnerabilità attraverso un intervento strutturale. L'intervento può essere rivolto ad aumentare la resistenza a taglio del nodo attraverso la disposizione di fibre di carbonio opportune, oppure ad eliminare lo sforzo trasmesso dal pannello attraverso la sua sconnessione dal telaio in cui risulta confinato. Ma se il contributo irrigidente positivo offerto dalle tamponature è poco significativo, nel caso di strutture già di per sé piuttosto rigide per la presenza di telai in due direzioni, come nel caso dell'edificio analizzato, è ragionevole pensare che il miglioramento offerto alla struttura, attraverso un intervento di sconnessione del pannello, sia maggiore rispetto ad un intervento di rinforzo del nodo. In quest'ultimo caso, infatti, si potrebbe continuare a tenere conto del contributo positivo irrigidente dei pannelli di tamponamento, ma esso risulterebbe comunque inferiore al contributo positivo dato dalla eventuale eliminazione delle sollecitazioni trasmesse dal pannello sul nodo a seguito di un intervento di sconnessione.
L'intervento di sconnessione, deve essere fatto in modo tale da non determinare il possibile innesco di meccanismi di ribaltamento fuori piano dei pannelli sconnessi (Masi, 2013), ma risulta, in ogni caso meno invasivo e gravoso, in termini tecnici ed economici, di un intervento di rinforzo del nodo.

4.3. Scuola della Gioventù Italiana del Littorio a Genova (GE)

4.3.1. Descrizione del manufatto

Il secondo caso studio considerato è la Ex Scuola della Gioventù Italiana del Littorio situata a Genova, in corso Montegrappa al numero 39. Il progetto è dell'Ing. Camillo Nardi Greco, che ha lavorato in collaborazione con l'Arch. Lorenzo Castello. L'edificio venne costruito nel 1937, dall'impresa dello stesso Nardi Greco, su incarico del Partito Nazionale Fascista, in luogo di un'antica torretta di difesa presso le mura dello Zerbino, demolita nonostante il parere della Soprintendenza inizialmente contrario.

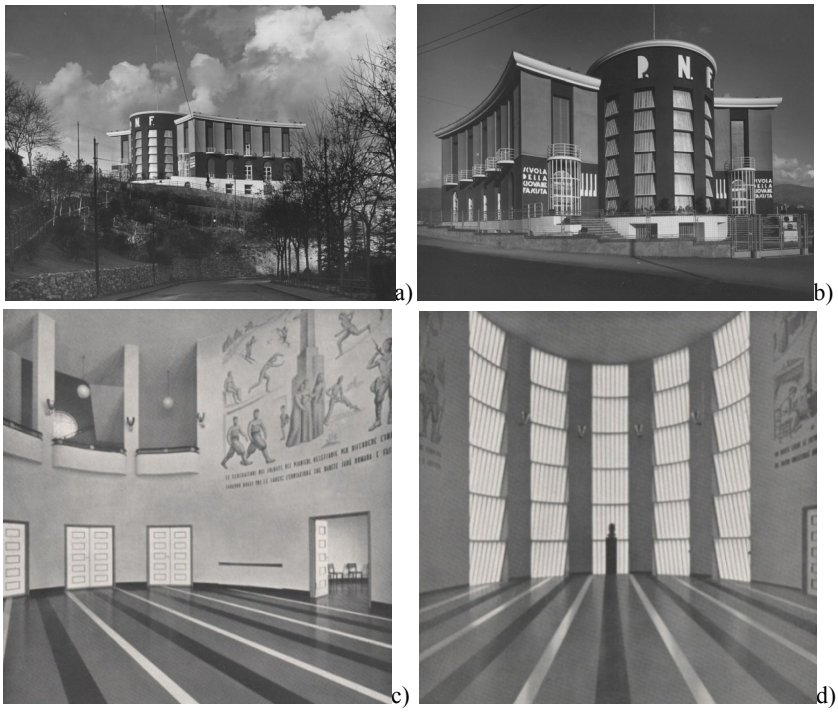


Figura 4. 22. Foto storiche dell'edificio "Scuola della Giovane Fascista" secondo il progetto originale: a) fronte Sud; b) fronte Sud-Ovest; c) e d) salone principale

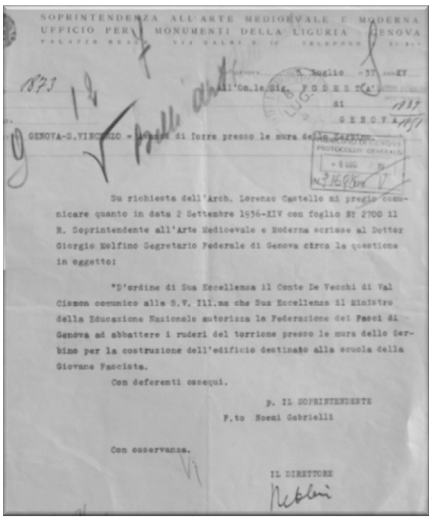
a)

b)

c)

Figura 4. 23. Foto storiche dell'edificio "Scuola della Giovane Fascista" secondo il progetto originale: a) copertura; b) aula; c) scala interna

a)


SOPRINTENDENZA ALL'ARTE MEDIOEVALE E MODERNA
UFFICIO PER I MONUMENTI DELLA LIGURIA GENOVA

1873

5 Luglio -XIV -XV

All'On.le Sig. P O D E S T A'

SI

G E N O V A

GENOVA-S.VINCENZO - Ruderi di Torre presso le mura delle Cerbine.

Su richiesta dell'Arch. Lorenzo Castello mi pregio comunicare quanto in data 2 Settembre 1936-XIV con foglio N° 2700 il R. Soprintendente all'Arte Medioevale e Moderna scrisse al Dottor Giorgio Molfino Segretario Federale di Genova circa la questione in oggetto:

"D'ordine di Sua Eccellenza il Conte De Vecchi di Val Cismon comunico alla S.V. Ill.ma che Sua Eccellenza il Ministro della Educazione Nazionale autorizza la Federazione dei Fasci di Genova ad abbattere i ruderi del torrione presso le mura delle Cerbine per la costruzione dell'edificio destinato alla scuola della Giovane Fascista.

Con deferenti ossequi.

p. IL SOPRINTENDENTE
F.to Noemi Gabrielli

Con osservanza.

IL DIRETTORE

b)

Figura 4. 24. a) Pianta della nuova costruzione e tratteggiata la posizione della torre esistente; b) Corrispondenza: approvazione della demolizione della torre da parte della Soprintendenza (5 luglio 1936)

L'edificio è composto da un corpo cilindrico centrale e da due ali laterali, che determinano una forma planimetrica non regolare, caratterizzata da linee concave e convesse. Si articola su tre livelli, di cui uno seminterrato, ai quali si aggiunge il terrazzo di copertura. Il terreno scosceso ha richiesto piani di posa differenti per le fondazioni su plinti.

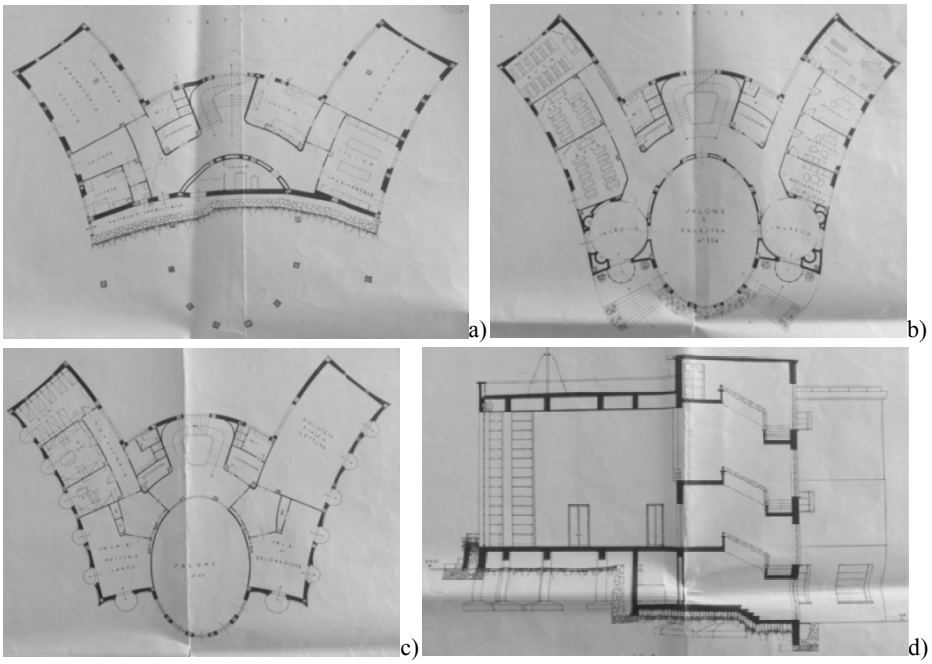
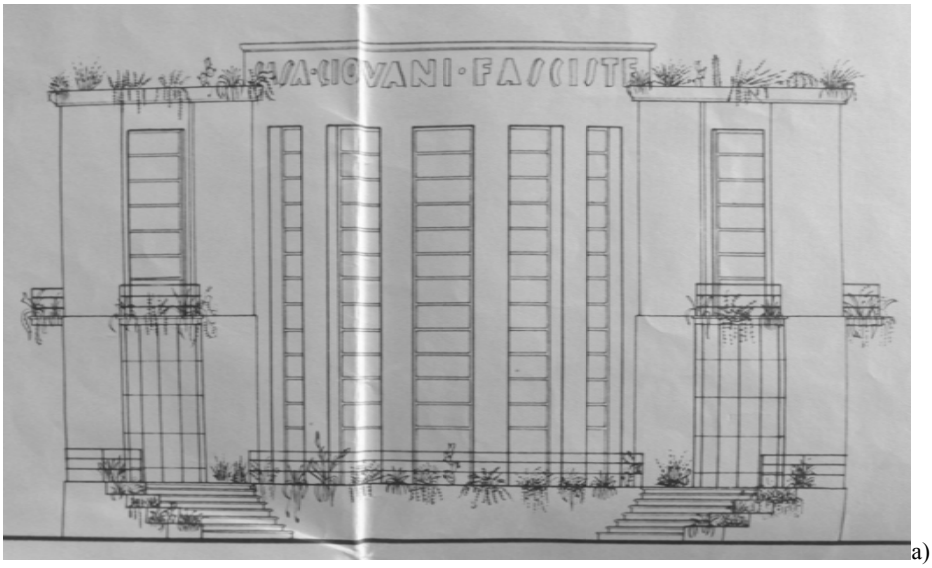
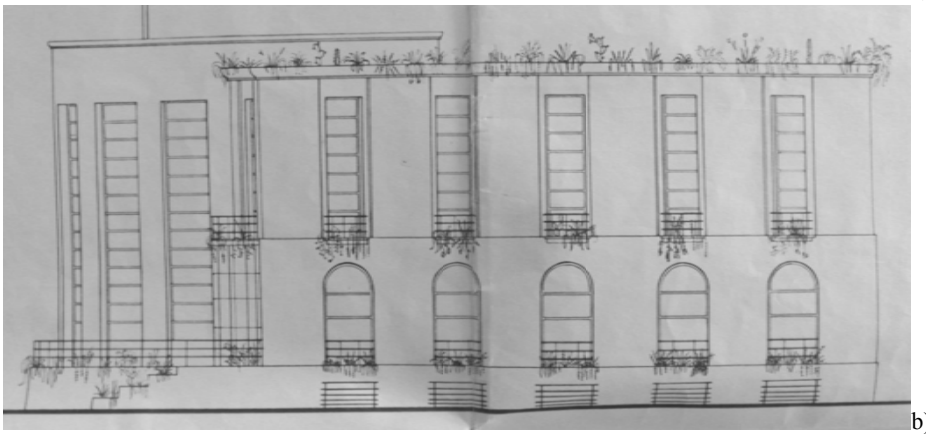


Figura 4. 25. Rilievo geometrico reperito presso l'Ufficio Tecnico del Comune di Genova: a) Pianta piano seminterrato; b) Pianta Piano Terra; c) Pianta Piano Primo; d) Sezione



a)



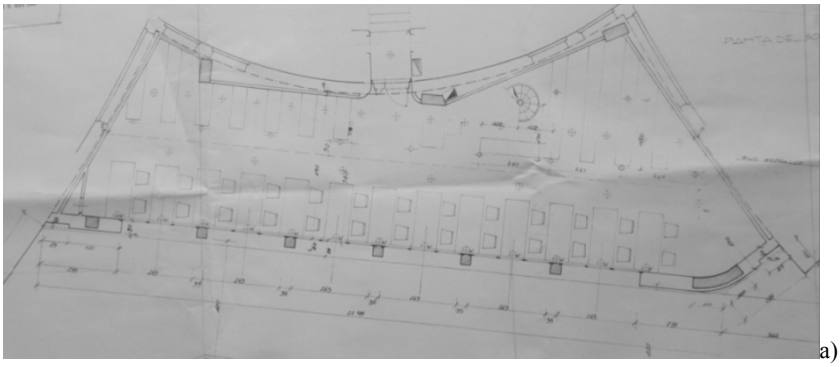
b)

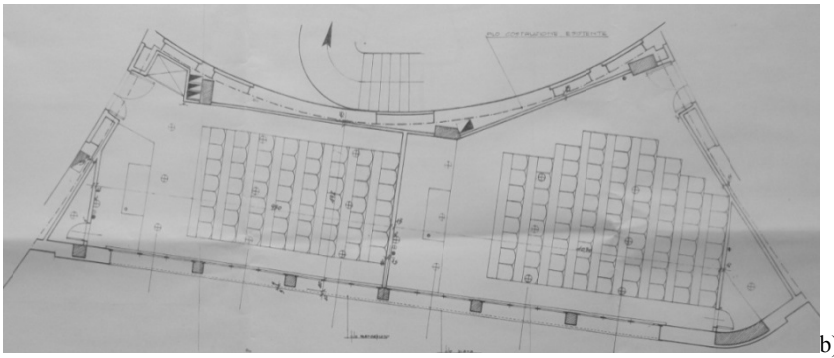
Figura 4. 26. Rilievo geometrico reperito presso l'Ufficio Tecnico del Comune di Genova: a) Prospetto frontale; b) Prospetto laterale

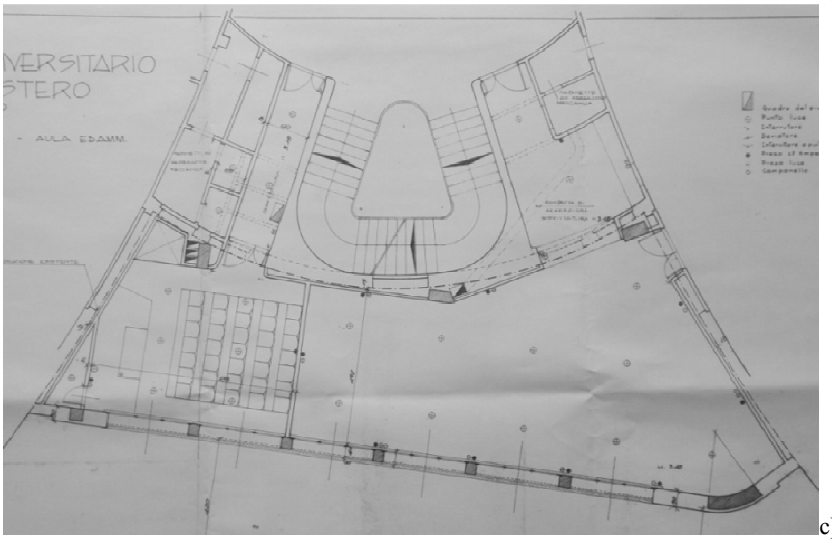
Dopo la caduta del regime, nel 1946, l'edificio cambiò destinazione d'uso diventando la sede dell'Istituto Universitario di Magistero "Adelchi Baratono".

Figura 4. 27. Foto dell'edificio "Istituto Universitario di Magistero" degli anni '50

Il cambio determinò alcune variazioni degli spazi interni, ma non si registrano modifiche strutturali sostanziali fino al 1965, anno in cui venne richiesto il primo grande ampliamento che andava a "riempire" lo spazio sul retro, compreso tra i due corpi laterali. Il progetto relativo alla trasformazione, dell'Ing. Riccardo De Maestri, fu approvato il 6 luglio di quell'anno, e prevedeva la realizzazione di un corpo con 4 piani, contenente nuove aule e, al piano seminterrato, una biblioteca. I lavori, affidati all'impresa Ponte&C., iniziarono un mese dopo l'approvazione e vennero ultimati il 30 maggio 1967, giorno in cui avvenne anche il collaudo della struttura.
In fase di esecuzione sono state eseguite alcune varianti strutturali, soprattutto legate alla distribuzione dei pilastri ed alla loro geometria, tanto che, in corso d'opera furono ridisegnate le piante, anche queste, tuttavia, non aggiornate in alcune parti. In particolare, si fa riferimento al setto curvo (Figura 4. 29 a), che non fu mai realizzato e sostituito da due pilastri posizionati rispettivamente alle estremità del setto.

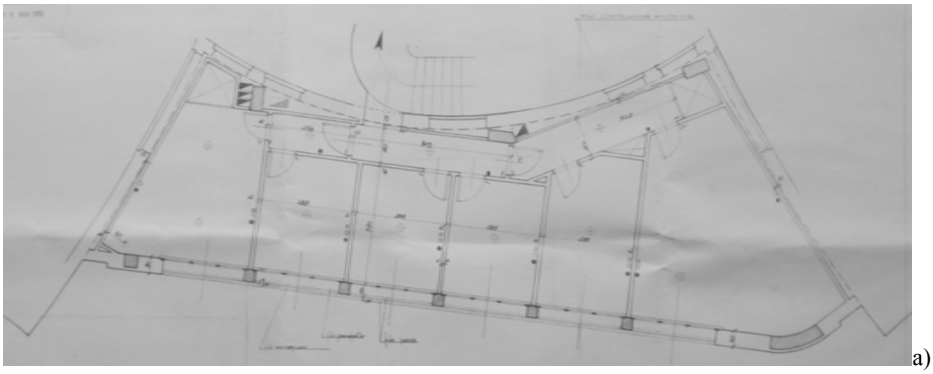

a)

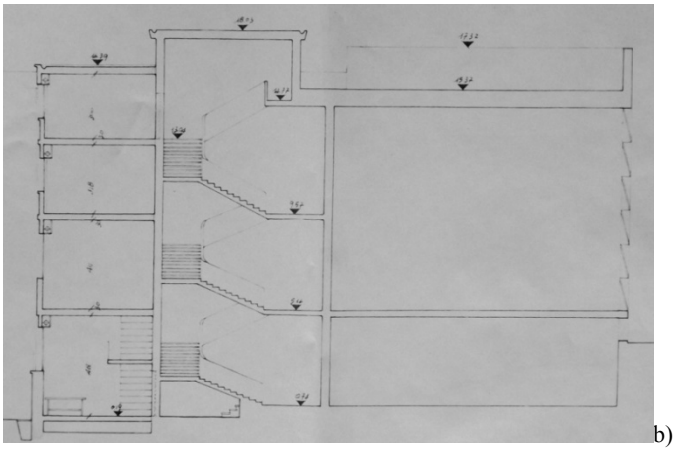

b)



c)

Figura 4. 28. a) Pianta primo ampliamento (1965) piano seminterrato (biblioteca); b) Pianta primo ampliamento piano terra (aule); c) Pianta primo ampliamento piano primo (aule)


a)


b)

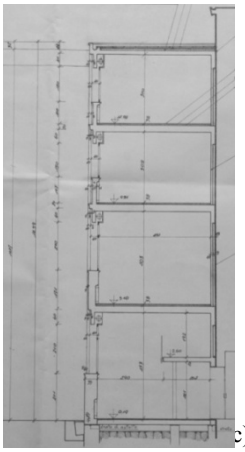

c)

Figura 4. 29. a) Pianta primo ampliamento piano secondo; b) Sezione longitudinale dell'edificio; c) Sezione trasversale del primo ampliamento

Circa un anno dopo, il 16 maggio 1966, venne approvato il progetto di un secondo ampliamento, progettato, come il primo, dall'Ing. De Maestri. L'intervento riguardava l'aggiunta di un'ulteriore campata alla fine del corpo laterale sinistro, di circa 62 m^2, di altezza pari al corpo originale e con un numero uguale di piani. I lavori vennero ultimati il 28 febbraio 1967.

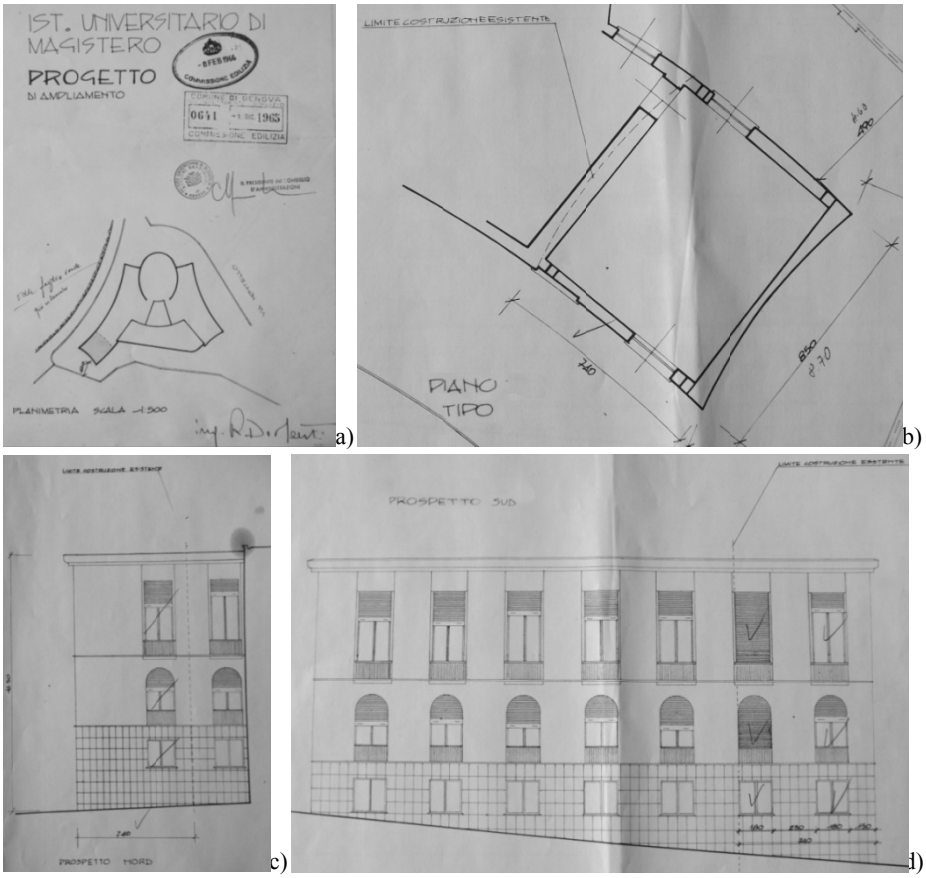


Figura 4. 30. a) Schema in pianta del secondo ampliamento (1966); b) Pianta piano tipo del secondo ampliamento; c) Prospetto nord dell'edificio; d) Prospetto sud dell'edificio

La costruzione di questa porzione serviva ad ampliare le aule e, tale necessità, ha comportato la demolizione di un pilastro centrale all'ultimo piano. L'appoggio che quest'ultimo forniva alla trave esistente, fu sostituito appendendo la trace stessa ad una capriata metallica, posta al piano della copertura.

a)

b)

c)

Figura 4. 31. a) Fronte principale; b) Vista laterale; c) Vista del retro (ampliamento 1965)

a) b)

Figura 4. 32. a) Corpo centrale cilindrico; b) Corpo laterale

Dal punto di vista strutturale l'edificio non subì altre trasformazioni; solo nell'agosto 1988 vennero realizzati alcuni interventi, interni ed esterni, per l'adeguamento alle normative antincendio. In particolare, questi hanno determinato la creazione di una scala metallica antincendio sul retro e di alcune uscite di sicurezza mediante varchi nelle tamponature.

a) b)

Figura 4. 33. a) Foto storica antecedente agli interventi di adeguamento alle norme antincendio; b) Foto del retro con la scala antincendio

Nel 1996/97 l'Istituto Universitario di Magistero diventa Facoltà di Scienze della Formazione, mantenendo la destinazione d'uso di tipo scolastico originale. Nel 2004 la Facoltà venne trasferita e da allora la struttura, di proprietà dell'Università degli Studi di Genova, è dismessa.

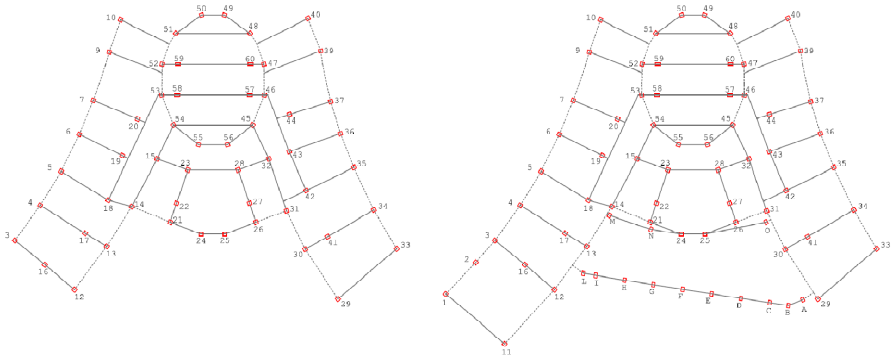
4.3.2. Analisi statica e dinamica

Preliminarmente alle analisi strutturali statiche e dinamiche, sono stati effettuati una serie di sopralluoghi mirati alla identificazione della struttura (posizione e dimensione di travi e pilastri). Tale operazione si è resa particolarmente difficile per la presenza di tamponamenti e controsoffitti che molto spesso non rendevano visibile la struttura. Allo stesso tempo, essendo l'edificio in disuso, è stato possibile effettuare qualche scrostamento e indagine limitatamente distruttiva al fine di raggiungere un adeguato livello di conoscenza.
La valutazione del comportamento strutturale della Ex Scuola della Gioventù Italiana del Littorio è stata effettuata considerando diversi modelli che tengono conto delle trasformazioni che l'edificio ha subito nel corso del tempo. In questo caso studio, infatti, la finalità delle analisi, statiche e dinamiche, è stata quella di determinare l'influenza delle trasformazioni sulla risposta strutturale complessiva.

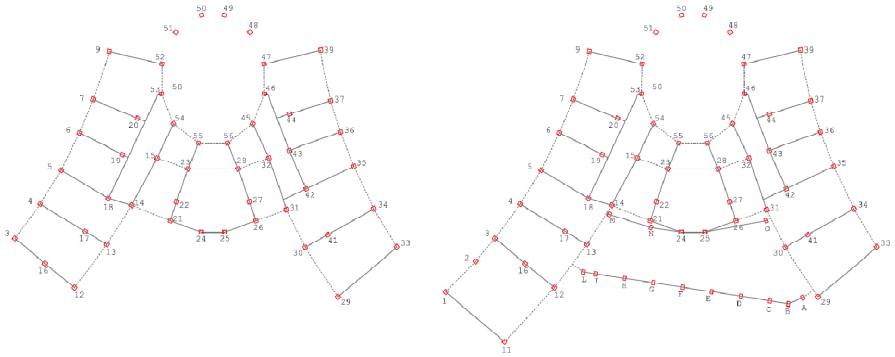
4.3.2.1. Modello agli elementi finiti

Per la modellazione è stato utilizzato il codice di calcolo ad elementi finiti SAP 2000.
Come per il precedente caso studio, si è modellata la struttura tenendo conto del rilievo strutturale eseguito in situ e di cui si riportano le planimetrie in Figura 4. 34, per i vari piani, nella configurazione originale ed in quella attuale.

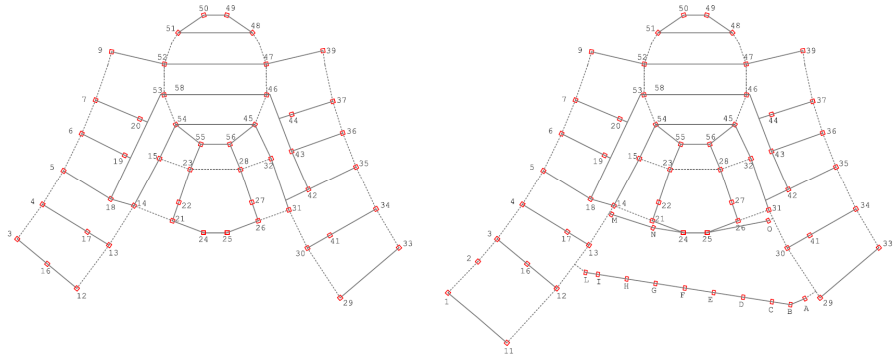
Configurazione originale	Configurazione attuale



a)

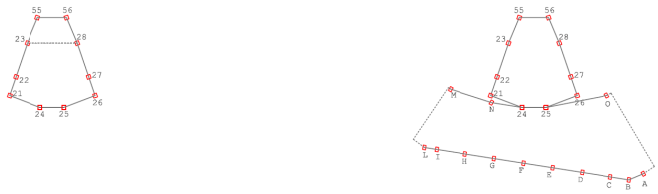


b)



c)

Configurazione originale	Configurazione attuale

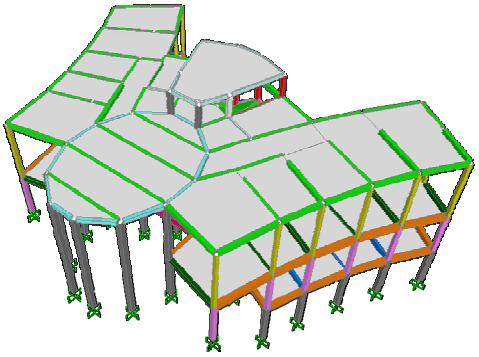


d)

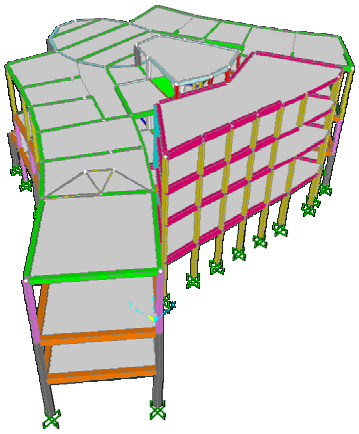
Figura 4. 34. Piante strutturali ai vari livelli con indicazione della numerazione assegnata ai vari pilastri (configurazione originale e configurazione attuale): a) Piante piano seminterrato; b) Piante piano terra; c) Piante piano primo; d) Piante piano secondo

Dal momento che la finalità dell'analisi di questo secondo caso studio è stata quelle di indagare l'influenza delle trasformazioni che l'edificio ha subito nel tempo, sono stati messi a punto due diversi modelli: il modello A, corrispondente alla configurazione "originale", secondo il primo progetto del 1936; il modello B corrispondente, invece, alla configurazione "attuale", con gli ampliamenti avvenuti a partire dal 1965.
Inoltre, per valutare il contributo irrigidente della particolare conformazione della scala interna, è stato realizzato un ulteriore modello C, che a partire da quello A, non prevede la scala al suo interno.

Modello A



Modello B



Modello C

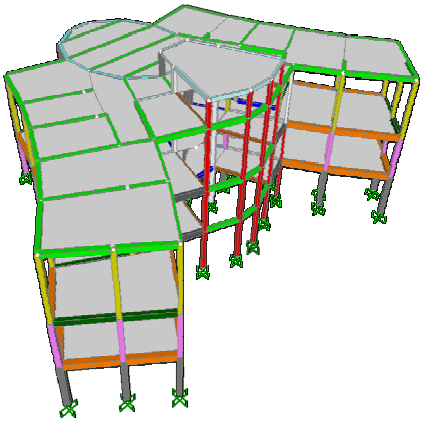


Figura 4. 35. I modelli agli elementi finiti considerati

La modellazione riferita allo stato attuale, comprendente gli ampliamenti avvenuti nel 1965, ha presentato una serie di problematiche relative alla comprensione del sistema di ancoraggio tra vecchia e nuova costruzione. In seguito ai diversi sopralluoghi è stato rilevato che il grosso blocco del '65 sul retro, pur avendo una struttura verticale indipendente, presenta alcune porzioni di solaio, realizzate con solette in c.a., collegate con l'edificio esistente.
L'ampliamento del 1966, nella parte finale della porzione laterale, come descritto al §4.3.1, ha determinato la necessità di eliminare un pilastro centrale, il cui appoggio intermedio per la trave, è stato ripristinato attraverso

l'inserimento, in copertura, di una capriata metallica a cui ora, la trave, risulta appesa.

Figura 4. 36. Ancoraggio della capriata metallica con la trave sottostante: a) vista esterna (copertura); b) vista interna

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dei materiali, facendo riferimento alla campagna diagnostica effettuata, si sono definiti i parametri del calcestruzzo, mentre per le barre di armatura si è assunto un acciaio di tipo Aq50.
Le proprietà dei materiali considerate sono quelle riassunte in Tabella 4. 20:

Tabella 4. 20. Caratteristiche dei materiali considerate

	Calcestruzzo	Acciaio
Classe/Denominazione	-	Aq50
Peso specifico - ρ	24000 N/m^3	76972 N/m^3
Modulo elastico - E	28855 MPa	200000 MPa
Modulo di Poisson - ν	0,2	0,3
Coefficiente di espansione termica	1,00 E-0,5	1,17 E-0,5
Modulo di taglio - G	12023 MPa	76923 MPa
Resistenza caratteristica a compressione - f'_c	16 MPa	-
Tensione caratteristica di snervamento - f_{yk}	-	270 MPa
Tensione caratteristica di rottura - f_{tk}	-	500 MPa

Per quanto riguarda i carichi, è stata fatta un'analisi che ha portato ai risultati riassunti in Tabella 4. 21.

Tabella 4. 21. Analisi dei carichi

Carichi			
Carico permanente strutturale	G_1	3,3 kN/m^2	Peso proprio solai latero-cementizi (16+4 cm)
	G_1	6 kN/m^2	Peso proprio ballatoi (soletta piena 25 cm)
	G_1	2,8 kN/m^2	Rampa della scala con soletta
Carichi permanenti non strutturali	G_2	1,2 kN/m^2	Divisori interni, tramezzature, tamponature
Carichi variabili	Q_{k1}	3 kN/m^2	Solai intermedi
	Q_{k1}	4 kN/m^2	Scale
	Q_{k1}	0,5 kN/m^2	Solai di copertura
Carico variabile della neve	Q_{k2}	0,8 kN/m^2	Solai di copertura

Essendo la struttura non simmetrica, in via semplificata, il vento è stato considerato agente nelle due direzioni maggiormente esposte.
Per quanto riguarda l'azione sismica è stato considerato lo spettro di risposta, riportato in Figura 4. 37, allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, con un fattore di struttura q=1,5, categoria di sottosuolo C, categoria topografica T1 e una Vita Nominale (V_N) pari a 50 anni.

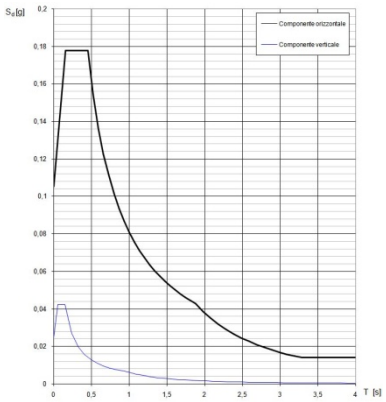


Figura 4. 37. Spettro di risposta allo SLV (N.T.C. 2008)

4.3.2.2. Analisi Statica e Dinamica

Per poter comprendere il comportamento della struttura in esame, si sono eseguite analisi elastico lineari, così come indicato nelle N.T.C.2008, §4.1. Come per il caso studio precedente, sono state considerate le combinazioni di carico caratteristica (4.1) e fondamentale (4.2).
In Tabella 4. 22 e Tabella 4. 23 sono riportate le sezioni considerate per i vari elementi:

Tabella 4. 22. Forma, dimensioni e localizzazione delle travi

TRAVI			
Nome sezione trave	Forma	Dimensioni [cm x cm]	Localizzazione
TR,15x35	Rett.	15 x 35	Di bordo piano della scala
TR,15x40	Rett.	15 x 40	Di perimetro del corpo scala svettante e secondaria a fianco vano scala
TR,20x45	Rett.	20 x 45	Principale corridoio laterale lato sinistro (tutti piani)
TR,20x55	Rett.	20 x 55	Principale parti laterali sotto le scale d'ingresso (piano terra)
TR,20x65	Rett.	20 x 65	Principali corpi laterali (piano terra)
TR,30x30	Rett.	30 x 30	Perimetrali dell' "ovale" (terrazzo)
TR,30x40	Rett.	30 x 40	Tutte le travi del terrazzo
TR,30x45	Rett.	30 x 45	Principale corridoio laterale lato destro (tutti piani) e pianerottolo dietro all' "ovale"
TR,30x50	Rett.	30 x 50	Principali corpi laterali (piano primo)
TR,40x60	Rett.	40 x 60	Di perimetro dei primi due piani
TR,30x70	Rett.	30 x 70	Solaio piano terra dell'"ovale" e perimetrali blocco sul retro del 1965 (tutti piani)
TR,ginocchio	Rett.	40 x 60	Trave a ginocchio della scala
TR,p 25x45	Rett.	25 x 45	Trave dei pianerottoli intermedi della scala
Tr, capriata	2 L	80x10/12	Angolari metallici della capriata sul terrazzo di consolidamento della trave sottostante

Tabella 4. 23. Forma, dimensioni e localizzazione dei pilastri

PILASTRI				
Nome sezione pilastro	Forma	Dimensioni t3 x t2 [cm x cm]	Armatura t3 ; t2	Localizzazione
Pil,A	Rett.	40 x 40	8 Φ 18 – 3 ; 3	Pilastri piano fondi, parte 1936
Pil,B'	Rett.	35 x 35	6 Φ 18 – 3 ; 2	Pilastri piano terra, parte 1936
Pil,B	Rett.	30 x 30	6 Φ 18 – 3 ; 2	Pilastri piano primo, parte 1936
Pil,scala	Rett.	45 X 30	6 Φ 18 – 3 ; 2	2 Pilastri della scala dietro all' "ovale" (tutti i piani)
Pil,scala retro	Rett.	25 X 35	6 Φ 18 – 2 ; 3	Pilastri scala e laterali sul retro della parte 1936
Pil,N 30x40	Rett.	30 X 40	8 Φ 18 – 3 ; 3	8 Pilastri sul retro della parte nuova del 1965 (tutti i piani)
Pil,N 35x70	Rett.	35 X 70	8 Φ 18 – 3 ; 3	3 Pilastri parte nuova del 1965 adiacenti al retro della parte vecchia (tutti piani)

Per quanto riguarda la scala, risulta essere realizzata, strutturalmente, con travi a ginocchio e gradini a mensola. I pianerottoli intermedi sono anch'essi a sbalzo, su travi appoggiate in falso su quella a ginocchio.

Figura 4. 38. Scala: dettaglio del nodo pilastro-trave ginocchio-trave pianerottolo

Anche per questo caso studio è stata fatta un'analisi dello stato tensionale dei pilastri, considerando la combinazione di carico caratteristica, per comprendere

se già all'atto della progettazione l'edificio potesse evidenziare delle carenze strutturali da un punto di vista statico.
I risultati ottenuti sono presentati in forma di grafici chiamati box and whiskers plot (boxplot) che ne rappresentano le distribuzioni statistiche.
La linea interna alla scatola rappresenta la *mediana* della distribuzione, corrispondente al 50° percentile, la quale fornisce informazioni sulla tendenza dei valori centrali della distribuzione. Le linee estreme della scatola rappresentano il primo (Q1) e il terzo (Q3) quartile, corrispondenti rispettivamente al 25° e 75° percentile della distribuzione. La distanza tra il terzo ed il primo quartile, *distanza interquartilica* (IQR), è una misura della dispersione della distribuzione. Il 50% delle osservazioni si trovano comprese tra questi due valori. Se l'intervallo interquartilico è piccolo, tale metà delle osservazioni si trova fortemente concentrata intorno alla mediana; all'aumentare della distanza interquartilica aumenta la dispersione del 50% delle osservazioni centrali intorno alla mediana. Le distanze tra ciascun quartile e la mediana forniscono informazioni relativamente alla forma della distribuzione. Se una distanza è diversa dall'altra, allora la distribuzione è asimmetrica.
Le linee, che si allungano dai bordi della scatola (*baffi*), individuano gli intervalli in cui sono posizionati i valori rispettivamente minori di Q1 e maggiori di Q3; i punti estremi dei baffi evidenziano i *valori adiacenti*.
Si indica con IQR = (Q3-Q1) la differenza interquartilica; il *valore adiacente inferiore* è il valore più piccolo tra le osservazioni che risulta maggiore o uguale a Q1-1,5 IQR. Il *valore adiacente superiore*, invece, è il valore più grande tra le osservazioni che risulta minore o uguale a Q3+1,5 IQR.
Pertanto, se i valori estremi della distribuzione sono contenuti tra Q1-1,5 IQR e Q3+1,5 IQR, essi coincideranno con gli estremi dei baffi, altrimenti come estremi dei baffi verranno usati i valori Q1-1,5 IQR e Q3+1,5 IQR. I valori esterni a questi limiti (valori adiacenti superiori e inferiori) sono chiamati *valori anomali* e vengono segnalati individualmente nel boxplot per meglio evidenziarne la presenza e posizione. Questi valori, infatti, costituiscono un'anomalia rispetto alla maggior parte dei valori osservati e pertanto è necessario identificarli per poterne analizzare le caratteristiche e le eventuali cause che li hanno determinati. Essi forniscono informazioni ulteriori sulla dispersione, sulle forme e sulle code della distribuzione.

Il boxplot quindi è uno strumento molto utile, in quanto è in grado di rappresentare la dispersione dei risultati e fornire molte più informazioni rispetto ai soli valori medio, massimo e minimo.
Di seguito sono mostrati i boxplot dei pilastri ai vari piani del Modello A.

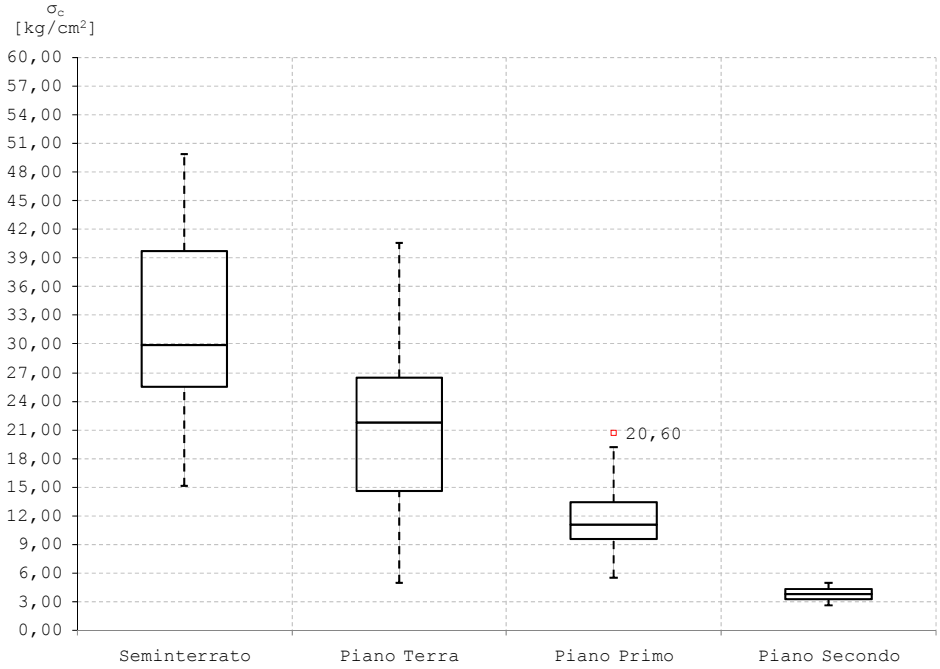


Figura 4. 39. Boxplot relativi allo stato tensionale nei pilastri ai vari livelli dell'edificio (modello A)

Si osserva che la tensione di compressione massima raggiunta è sui 5 MPa, mentre la mediana dei pilastri alla base non arriva a 3 MPa, valori molto bassi anche in relazione alla formula di verifica della normativa per il calcestruzzo a sola compressione, la quale indica un valore di soglia di 10,3 MPa, ben lontano dai suddetti stati di compressione agenti.
Per i pilastri sono state svolte verifiche a presso-flessione deviata. Nelle seguenti tabelle si riportano i risultati delle verifiche statiche e dinamiche, prima e dopo l'ampliamento, al fine di capire, anche quantitativamente, come le trasformazioni che ha subito la struttura nel 1965 abbiano portato ad una

ridistribuzione delle sollecitazioni sulla stessa, andando a sovraccaricare o sgravare determinati elementi.

Tabella 4. 24. Risultati delle verifiche dei pilastri in condizioni statiche e dinamiche, per il modello A (1936) e per il modello B (1965)

	Modello A							
	statica				dinamica			
Risultati per tipologie	% non ver.	media	mediana	max	% non ver.	media	mediana	max
Pil A 40x40	1,26	0,20	0,14	1,37	52,99	1,07	1,06	3,64
Pil B 30x30	0,00	0,32	0,30	0,98	62,93	1,17	1,38	2,69
Pil B' 35x35	0,00	0,31	0,29	0,89	52,01	1,08	1,06	3,74
Pil scala 25x35 retro	0,00	0,24	0,17	1,02	50,28	1,48	1,01	4,20
Pil scala 30x45	0,00	0,25	0,21	0,93	31,25	0,87	0,61	2,80
	Modello B (con ampliamenti)							
Pil A 40x40	3,48	0,27	0,17	1,43	20,52	0,54	0,24	2,34
Pil B 30x30	0,89	0,33	0,30	1,02	63,69	1,20	1,41	2,86
Pil B' 35x35	0,00	0,20	0,26	0,33	66,67	1,12	1,51	1,98
Pil scala 25x35 retro	0,00	0,21	0,14	0,88	35,28	1,09	0,48	3,87
Pil scala 30x45	0,00	0,27	0,22	0,94	29,38	0,86	0,49	2,82
Pil N 30x40	5,47	0,19	0,04	1,40	25,26	0,76	0,52	2,40
Pil N 35x70	11,11	0,34	0,18	1,61	47,22	1,32	0,95	3,38

Dal confronto dei risultati per tipologie di pilastri, emerge che, anche in questo edificio, la struttura è ben dimensionata per i carichi verticali, mentre presenta alcune criticità nei confronti dell'azione sismica.

Dal confronto dei due modelli si evidenzia che circa la metà delle tipologie di pilastri hanno subito uno sgravo tensionale nei confronti delle combinazioni dinamiche, in particolare tutti i pilastri alla base della vecchia struttura (pil A 40x40) e della scala. Di conseguenza, si può affermare che, in questo caso, l'aumento di massa, che ha indotto un incremento di rigidezza, dovuto agli

ampliamenti, ha generato un effetto benefico sulla struttura esistente nei confronti delle combinazioni dinamiche. Per contro, si rileva che alcuni pilastri della nuova porzione aggiunta, in particolare i tre adiacenti alla costruzione esistente, presentano alcune criticità anche in condizioni statiche. Ciò è dovuto alle grandi luci e agli interassi elevati.
Si osserva come ogni livello presenti criticità nei confronti delle azioni dinamiche, a conferma dell'intrinseca vulnerabilità di queste strutture progettate per reggere i soli carichi verticali. Tuttavia, è bene sottolineare che, la causa per cui la maggior parte dei pilastri non soddisfa la verifica, è dovuta ad un basso sforzo normale (soprattutto ai piani alti), in confronto ai momenti flettenti a cui sono soggetti.
Per quanto riguarda le analisi dinamiche, si è effettuato un interessante confronto dei risultati dell'analisi modale dei modelli A e B. E' emerso, infatti, che l'aggiunta dei due corpi ha portato ad un abbassamento del primo periodo di vibrazione, che si traduce in un irrigidimento complessivo della struttura. E' importante sottolineare che, nonostante gli ampliamenti, la forma dei modi di vibrazione è stata preservata, risultando analoga nei due modelli.
Il primo modo è di tipo torsionale intorno al vano scale, il secondo traslazionale in Y ed il terzo modo torsionale intorno all'ovale (quasi un traslazionale in X).

Tabella 4. 25. Periodo e massa partecipante dei primi 12 modi di vibrazione del Modello A e del Modello B

		Modello A			Modello B		
		T	S Mx	S My	T	S Mx	S My
	N°	[Sec]	[-]	[-]	[Sec]	[-]	[-]
Modo	1	0,587	0,299	0,024	0,554	0,092	0,073
Modo	2	0,550	0,309	0,747	0,499	0,117	0,717
Modo	3	0,499	0,726	0,747	0,452	0,653	0,721
Modo	4	0,266	0,758	0,762	0,364	0,653	0,728
Modo	5	0,258	0,758	0,946	0,304	0,656	0,731
Modo	6	0,238	0,946	0,946	0,278	0,782	0,732
Modo	7	0,142	0,954	0,947	0,268	0,783	0,732
Modo	8	0,138	0,954	0,992	0,209	0,822	0,758
Modo	9	0,124	0,991	0,992	0,194	0,826	0,902

Modo	10	0,079	0,991	0,992	0,158	0,906	0,902
Modo	11	0,075	0,991	0,992	0,100	0,907	0,902
Modo	12	0,071	0,991	0,992	0,097	0,907	0,906

Si rileva che l'aumento di massa dovuto agli ampliamenti, oltre che irrigidire la struttura, ha portato ad una mobilitazione di massa maggiore dell'85% per modi superori, in particolare in X al 10° (invece che al 6°) e in Y al 9° (invece che al 5°)[1]. Per comprendere l'influenza della scala sulla risposta dinamica globale dell'edificio, è stata effettuata poi l'analisi modale sul Modello C precedentemente descritto.
I risultati hanno dimostrato che la scala irrigidisce globalmente la struttura: infatti, il periodo associato al primo modo di vibrazione, è minore nel modello C piuttosto che in quello A. Ad esso è associata una forma modale globale di tipo torsionale intorno al vano scala. Questo risultato era prevedibile, essendo che le travi a ginocchio che collegano i vari pilastri conferiscono rigidezza e stabilità globale grazie alle loro dimensioni, simulando il comportamento dinamico dei setti in c.a. di un nucleo scale (*Cosenza et al., 2005*)

Tabella 4. 26. Periodo e massa partecipante dei primi 12 modi di vibrazione del Modello C e del Modello A

		Modello C			Modello A		
		T	S Mx	S My	T	S Mx	S My
	N°	[Sec]	[-]	[-]	[Sec]	[-]	[-]
Modo	1	0,613	0,681	0,002	0,587	0,299	0,024
Modo	2	0,600	0,686	0,695	0,550	0,309	0,747
Modo	3	0,565	0,705	0,717	0,499	0,726	0,747
Modo	4	0,286	0,798	0,760	0,266	0,758	0,762
Modo	5	0,281	0,834	0,948	0,258	0,758	0,946
Modo	6	0,264	0,952	0,951	0,238	0,946	0,946
Modo	7	0,144	0,990	0,951	0,142	0,954	0,947
Modo	8	0,144	0,990	0,999	0,138	0,954	0,992

[1] In realtà il 7° modo è locale, interessa solo la capriata metallica, infatti, ha le stesse masse partecipanti del 6°, pertanto è da trascurare. Quindi la mobilitazione della masse superiore all'85% scala al 9° ed all'8° modo, rispettivamente in X e in Y.

Modo	9	0,140	0,999	0,999	0,124	0,991	0,992
Modo	10	0,077	0,999	0,999	0,079	0,991	0,992
Modo	11	0,072	0,999	0,999	0,075	0,991	0,992
Modo	12	0,065	0,999	0,999	0,071	0,991	0,992

Si rileva, inoltre, che l'assenza del vano scala genera una diversa ridistribuzione delle forme modali. La maggiore flessibilità del modello senza scala è accompagnata dai primi due modi traslazionali (1° in X e 2° in Y), quindi la presenza o meno della scala nel modello influisce sulla forma dei modi fondamentali, con una conseguente mobilitazione delle masse partecipanti in percentuali diverse (nel modello con la scala i modi traslazionali si raggiungono al 2° e al 6° modo rispettivamente in Y e in X). Questo risultato è tipico delle scale con travi a ginocchio, mentre non si verifica in quelle a soletta rampante. Il 3° modo nel modello senza la scala è torsionale attorno al baricentro di piano, periodo con valore circa medio tra il 1° ed il 3° modo torsionale (rispettivamente attorno al vano scale e attorno all'ovale) del modello con scala. Si osserva, infine, che in entrambi i modelli l'85% di massa partecipante mobilitata viene raggiunta in X al 6° modo, in Y al 5° modo. Quindi la presenza della scala influisce solo sui primi modi di vibrazione.
Alla luce di queste considerazioni, emerge che, tener conto, nei modelli, di questo tipo di scale è imprescindibile per una corretta valutazione della sicurezza strutturale.

4.3.3. Il ruolo delle tamponature

Nell'edificio dell'Ex Scuola della Gioventù Italiana del Littorio, le tamponature perimetrali sono realizzate con murature a due teste, in mattoni pieni, per uno spessore di 24 cm. In corrispondenza del fronte principale, sulle due ali laterali, le pareti di tamponamento sono caratterizzate da un andamento fortemente concavo. Qui, i tamponamenti risultano esterni al telaio in c.a. e presentano delle costole in muratura, ortogonali alla superficie, per dare maggiore inerzia e contrastare l'azione di ribaltamento fuori del piano.

In questo caso, e come spesso avviene per edifici razionalisti caratterizzati da forme concave e convesse in pianta, i pannelli di tamponamento non possono essere considerate rilevanti ai fini sismici, dal momento che risulta impossibile la formazione del puntone equivalente.

Figura 4. 40. Le pareti perimetrali in mattoni pieni curve e non inserite all'interno del telaio in c.a.

4.3.4. Conclusioni

Dal confronto dei risultati ottenuti considerando la struttura originale e quella che risulta dopo gli ampliamenti, si evidenzia come l'aumento di massa ha indotto un incremento di rigidezza globale della struttura, che ha portato a sgravare buona parte dei pilastri esistenti, facendoli rientrare, in alcuni casi, nel soddisfacimento delle verifiche.
Questo risultato mostra come non sempre le trasformazioni che una struttura subisce in epoche più recenti rispetto a quella della sua costruzione siano da

considerarsi negative ai fini della risposta strutturale globale. Se i pilastri, come nel modello originale dell'edificio dell'Ex Scuola della Gioventù Italiana del Littorio, sono poco sollecitati a compressione e soggetti ad elevati momenti, come nel caso di strutture molto flessibili, l'aumento di massa può conferire maggiore rigidezza.

Per quanto riguarda l'andamento concavo/convesso delle tamponature perimetrali, caratteristica assai ricorrente nel campione di edifici Razionalisti in Liguria, lo studio effettuato sulla Ex Scuola della Gioventù Italiana del Littorio, ha permesso di distinguere, in primo luogo, tra pannelli confinati e non confinati all'interno del telaio resistente in c.a. Questi possono avere entrambi un effetto sulla vulnerabilità, seppur in modo differente. Elementi confinati possono determinare le problematiche riscontrate e già analizzate per il caso studio della Ex Casa del Fascio a Bolzaneto (GE): la formazione del puntone equivalente genera una forza concentrata sul pilastro, in corrispondenza del nodo, tale da indurre uno sforzo di taglio che può portare al collasso la struttura. Gli elementi non confinati, se da un lato non influiscono negativamente sulla struttura provocandone danni strutturali, rappresentano essi stessi un pericolo per la loro possibile espulsione, che può ridurre o impedire totalmente la fruibilità dell'edificio e aumentare notevolmente la vulnerabilità indotta a terzi: pericolo per la vita di chi si possa trovare in prossimità, ovvero ostacolo alla circolazione e alle attività si soccorso.

Le pareti concave/convesse, così realizzate per ottenere particolari effetti architettonici, hanno, per la loro forma, una intrinseca stabilità alle azioni ortogonali al loro piano, a cui si può aggiungere la presenza di costole in muratura perpendicolari alla parete stessa, atte ad aumentare l'inerzia al ribaltamento, così come si sono rilevate nel presente caso studio.

4.4. RISTORANTE SAN PIETRO A GENOVA (GE)

4.4.1. Descrizione del manufatto

Il Ristorante San Pietro alla Foce, a Genova, è l'opera più celebrata di uno degli architetti di spicco del panorama genovese, Mario Labò. Progettato e portato a termine tra il 1935 ed il 1938, è un fabbricato su tre piani che copre circa 470 m^2 di superficie. L'edificio fu molto apprezzato dai contemporanei, non solo per il minuzioso studio funzionale delle piante, ma anche per la compostezza dei prospetti, la ricerca sapiente nella scelta dei materiali e dei colori e per la sensibilità nei riguardi della luce naturale, favorita dalle ampie finestrature dalle vetrate scorrevoli che permettono, inoltre, di ottenere una continuità spaziale tra interno ed esterno. La risonanza e l'interesse a livello nazionale del progetto, considerato esempio a cui riferirsi nel futuro per questa tipologia di edifici, è dimostrata dalla sua pubblicazione sulle più importanti riviste di architettura del tempo.

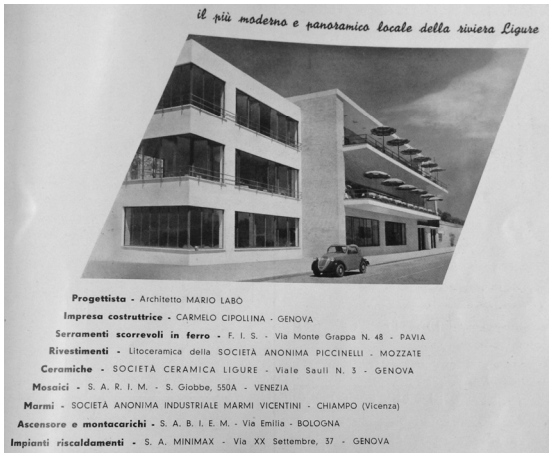


Figura 4. 41. Mario Labò. Ristorante San Pietro: copertina della rivista Casabella n.117 del 1937

La struttura, a telai in c.a., fu concepita e calcolata dall'ing. Aldo Assereto.
La scala risultava distaccata dalle pareti laterali, tra due vetrate: una era una grande parete continua, di oltre 60 m^2, in vetrocemento; l'altra una comune vetrata in telaio di ferro.

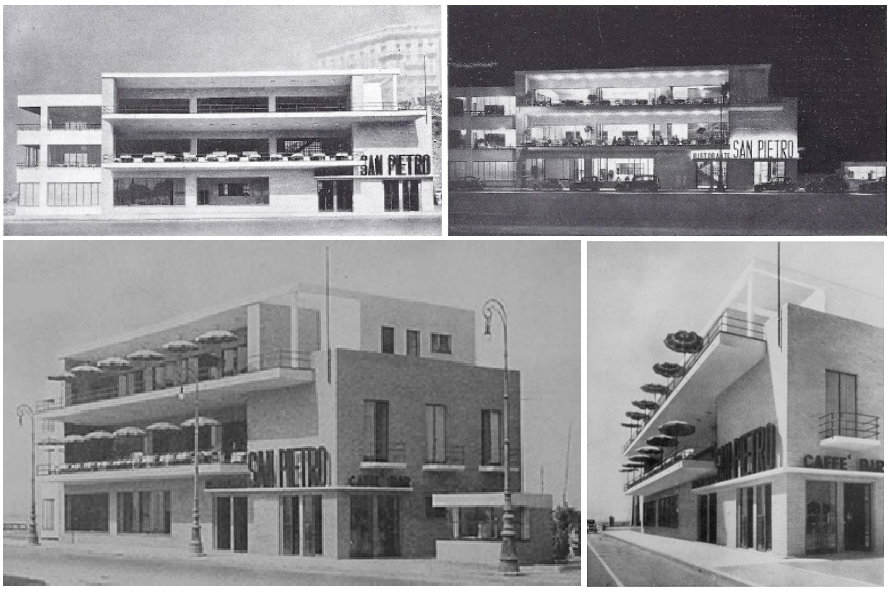


Figura 4. 42. Mario Labò. Ristorante San Pietro: fotografie d'epoca dell'esterno

Figura 4. 43. Ristorante San Pietro: fotografie d'epoca dell'interno

Particolarmente rilevante risultava l'arditezza nelle grandi luci dei saloni e nello sbalzo dei terrazzi.

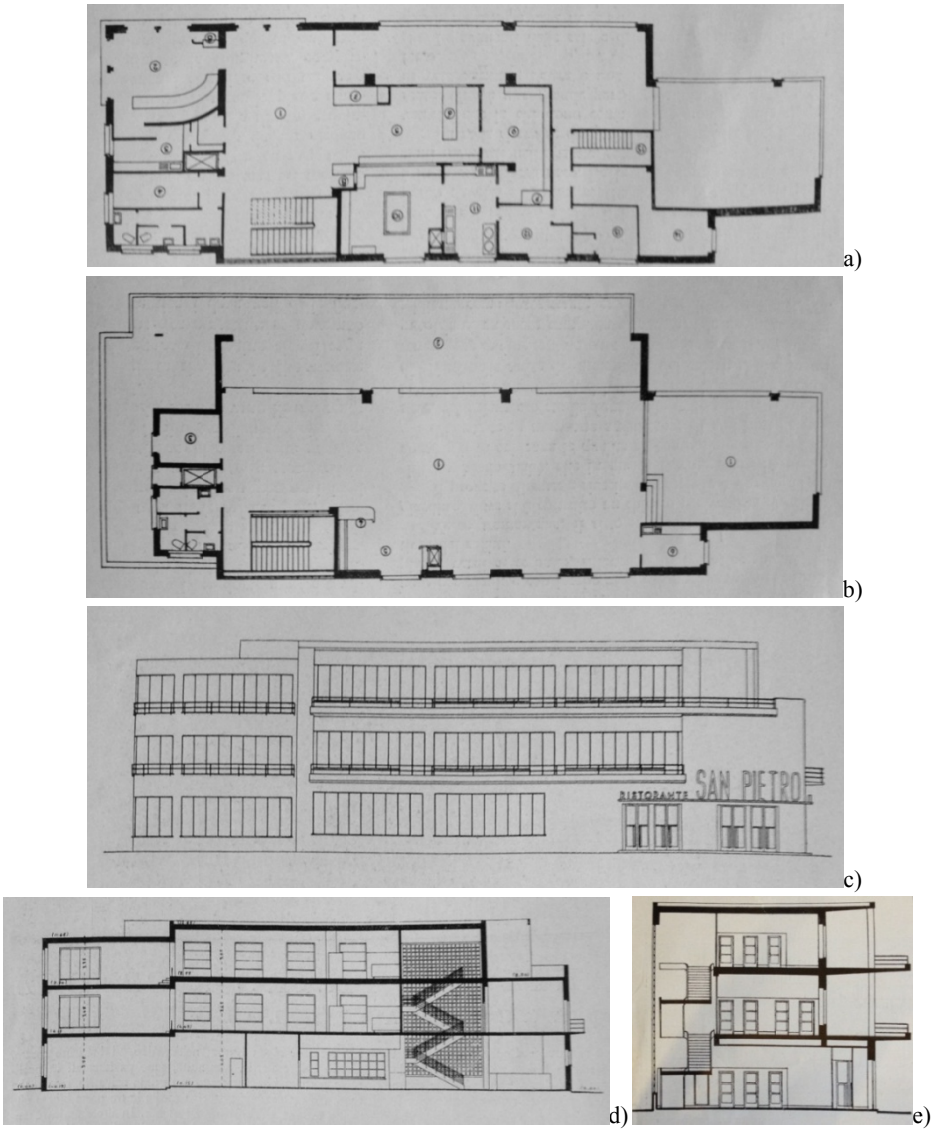
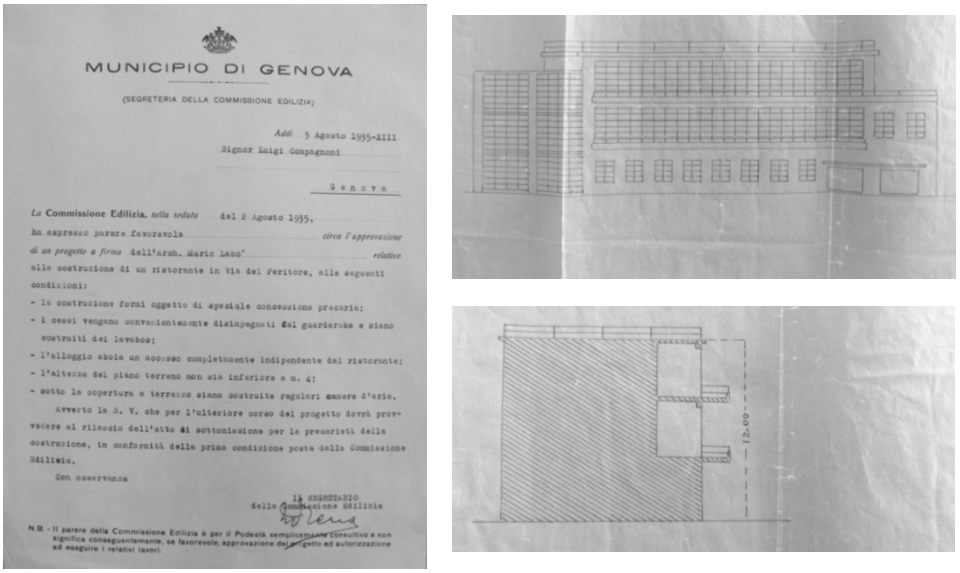


Figura 4. 44. Ristorante San Pietro alla Foce, Genova (1937): a)pianta del piano terreno; b) pianta del piano secondo: c) prospetto principale; d) sezione longitudinale; e) sezione trasversale

La ricerca presso l'Archivio Storico del Comune di Genova ha permesso di ritrovare buona parte della documentazione storica relativa alle fasi autorizzative del progetto.



MUNICIPIO DI GENOVA

(SEGRETERIA DELLA COMMISSIONE EDILIZIA)

Addì 5 Agosto 1955-XIII

Signor Luigi Compagnoni

Genova

La **Commissione Edilizia,** *nella seduta* del 2 Agosto 1955,

ha espresso parere favorevole *circa l'approvazione*

di un progetto a firma dell'Arch. Mario Labo' *relativo*

alla costruzione di un ristorante in Via del Peritore, alle seguenti condizioni:

- la costruzione formi oggetto di speciale concessione precaria;
- i cessi vengano convenientemente disimpegnati dal guardaroba e siano costruiti dei lavabos;
- l'alloggio abbia un accesso completamente indipendente dal ristorante;
- l'altezza del piano terreno non sia inferiore a m. 4;
- sotto la copertura a terrazzo siano costruite regolari camere d'aria.

Avverto la S. V. che per l'ulteriore corso del progetto dovrà provvedere al rilascio dell'atto di sottomissione per la precarietà della costruzione, in conformità delle prime condizione posta dalla Commissione Edilizia.

Con osservanza

IL SEGRETARIO
della Commissione Edilizia

N.B. - Il parere della Commissione Edilizia è per il Podestà semplicemente consultivo e non significa conseguentemente, se favorevole, approvazione del progetto ed autorizzazione ad eseguire i relativi lavori.

Figura 4. 45. Documentazione reperita presso l'Archivio Storico del Comune di Genova

Nel 1965 l'edificio subì una consistente menomazione per la realizzazione della rampa di accesso alla strada sopraelevata di nuova costruzione. Tale intervento, oltre alla demolizione di circa un terzo dell'edificio e alla conseguente, inevitabile perdita del linguaggio originario della facciata, ha causato anche lo stravolgimento irreversibile della distribuzione spaziale interna. Sono così andati persi lo studio funzionale della pianta, la compostezza del prospetto e la sapiente scelta dei materiali e dei colori.

Figura 4. 46. Ristorante San Pietro dopo gli interventi del 1965

Oggi l'edificio, di proprietà del Comune di Genova, ospita, al piano terreno dei box per auto, al secondo piano uffici della Polizia Municipale, mentre il piano primo risulta inutilizzato.

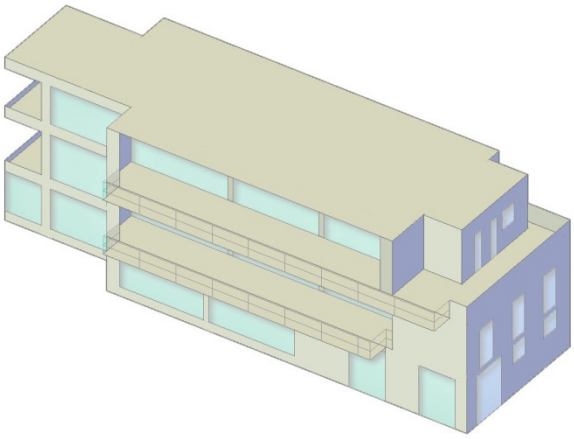
Figura 4. 47. Foto dello stato attuale dell'edificio

Le principali trasformazioni che l'edificio ha subito nel corso del tempo sono state:

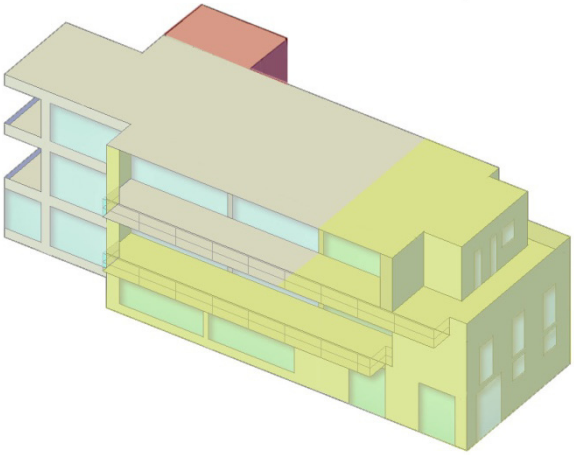
- la demolizione di circa un terzo dell'edificio sul lato nord;
- la demolizione della prima fila di pilastri del fronte principale;
- la demolizione del balcone aggettante del primo piano;
- la costruzione di un corpo addossato contenente il nuovo vano scala sul retro dell'edificio.

L'analisi di tali trasformazioni ha permesso di realizzare gli schemi di seguito riportati:

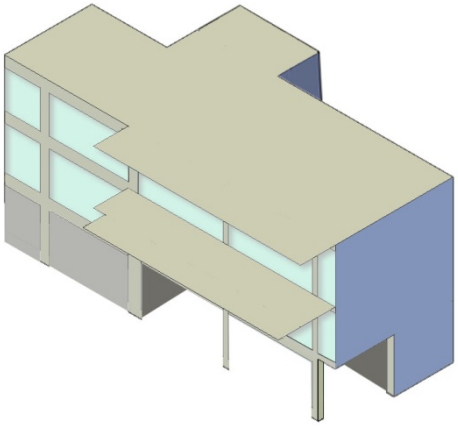
Configurazione originale



Raffronto (in rosso le costruzioni, in giallo le demolizioni)



Configurazione attuale



4.4.2. Analisi Statica e dinamica

L'analisi statica e dinamica del manufatto è stata subordinata, come per i precedenti casi studio, ad un'attività di sopralluogo che ha consentito, sulla base degli elaborati grafici architettonici di cui si disponeva, di rilevare gli elementi strutturali dell'edificio, necessari ad una corretta modellazione.
La valutazione della sicurezza dell'edificio Ex Ristorante San Pietro è stata effettuata considerando due modelli corrispondenti, uno, alla configurazione originale del manufatto, l'altro alla configurazione attuale. Si è così potuto comprendere come ed in quale misura un intervento di modifica sostanziale della forma originale, come quello che è stato effettuato, abbia potuto modificare il comportamento globale della risposta strutturale del manufatto.

4.4.2.1. Modello agli elementi finiti

Per la modellazione dell'edificio è stato utilizzato il codice di calcolo agli elementi finiti SAP 2000.
Gli elementi strutturali considerati nella modellazione, suddivisi per i diversi piani, sono quelli riportati in Figura 4. 48, per la configurazione originale del manufatto e per la configurazione attuale:

Configurazione originale	Configurazione attuale

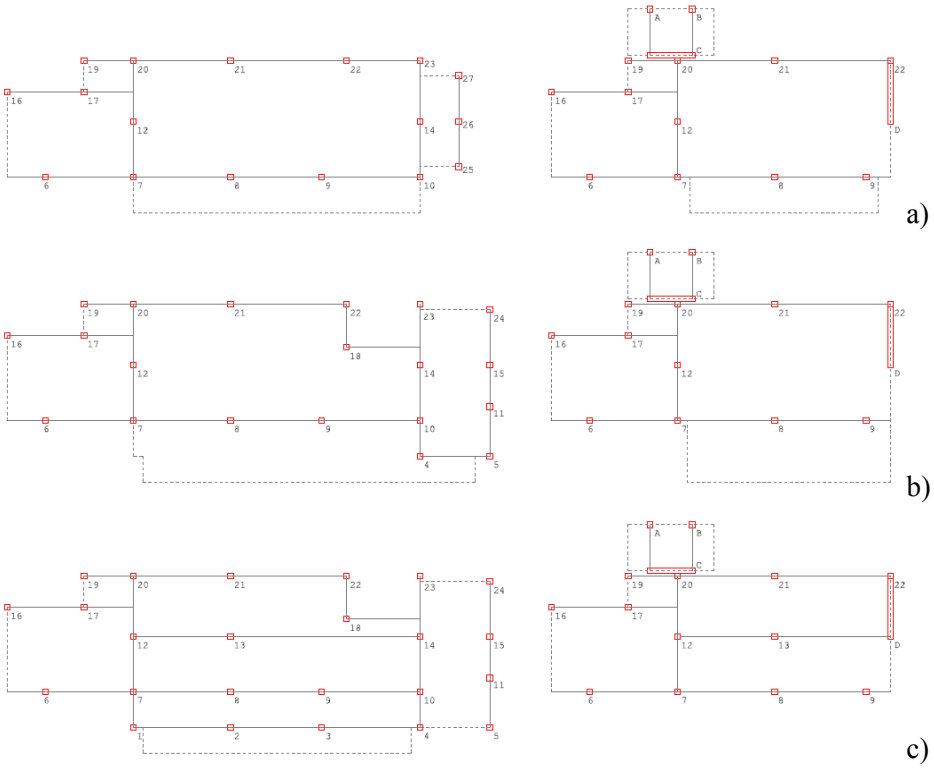
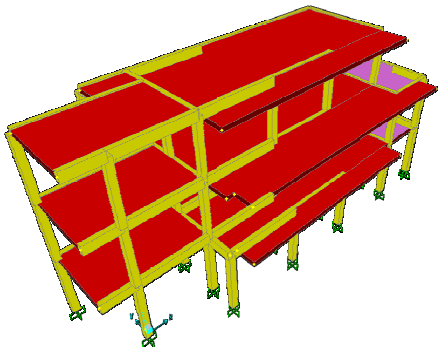


Figura 4. 48. Piante strutturali ai vari livelli con indicazione della numerazione assegnata ai vari pilastri (configurazione originale e configurazione attuale: a) Piante piano terra; b) Piante piano primo; c) Piante piano secondo

I due diversi modelli considerati sono:

- modello A, corrispondente alla configurazione originale del manufatto (1935);
- modello B, corrispondente alla configurazione attuale del manufatto, a seguito degli interventi di demolizione parziale avvenuti (post 1965).

Modello A



Modello B

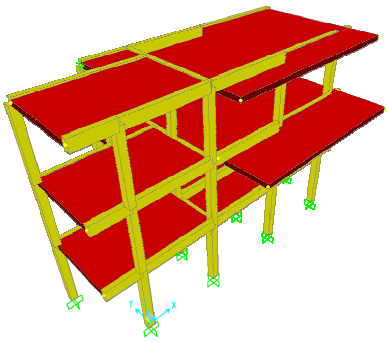


Figura 4. 49. I modelli agli elementi finiti considerati

I balconi aggettanti, realizzati con solette a sbalzo, hanno determinato la necessità, sia nel modello A che nel modello B, di modellare con elementi "*shell*" gli orizzontamenti. Gli *shell*, infatti, consentono di modellare elementi bidimensionali, associando ad essi proprietà geometriche, caratteristiche dei materiali e configurazioni di carico, in modo tale da poterne valutare gli sforzi agenti e le relative deformazioni. Queste informazioni sono state indispensabili per la corretta valutazione del comportamento strutturale globale, ma anche per individuare, localmente, eventuali vulnerabilità legate alla presenza di elementi aggettanti, carattere formale che si trova ricorrente nelle architetture del Razionalismo Italiano.

Per la modellazione dell'edificio nel suo stato attuale, di fondamentale importanza sono stati i sopralluoghi effettuati in situ poiché hanno permesso di individuare gli elementi che caratterizzano il comportamento della struttura

oggi. Oltre alle evidenti menomazioni che l'edificio ha subito, si è rilevata la presenza di due setti in c.a., uno in corrispondenza dell'angolo nord-ovest del manufatto, l'altro in corrispondenza del nuovo vano scala. Il primo è stato modellato con l'inserimento di un elemento *shell* ai diversi piani dell'edificio; il secondo, per tener conto anche della presenza del nuovo vano scala, è stato simulato con l'inserimento di vincoli bilateri in corrispondenza dei nodi trave-pilastro ai diversi piani dell'edificio.

Figura 4. 50. I setti in c.a. inseriti: a) vista esterna del setto sull'angolo nord-ovest; b) vista interna del setto sull'angolo nord-ovest; c) vista esterna del vano scala; d) vista interna del setto in corrispondenza del vano scala

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dei materiali, facendo riferimento alla campagna diagnostica effettuata, si sono definiti i parametri del calcestruzzo, mentre per le barre di armatura si è assunto un acciaio di tipo Aq50.
Le proprietà dei materiali considerate sono quelle riassunte in Tabella 4. 27:

Tabella 4. 27. Caratteristiche dei materiali considerate

	Calcestruzzo	Acciaio
Classe/Denominazione	-	Aq50
Peso specifico - ρ	25000 N/m^3	76972 N/m^3
Modulo elastico - E	27085 MPa	200000 MPa
Modulo di Poisson - ν	0,2	0,3
Coefficiente di espansione termica	1,00 E-0,5	1,17 E-0,5
Modulo di taglio - G	12023 MPa	76923 MPa
Resistenza caratteristica a compressione - f'_c	12 MPa	-
Tensione caratteristica di snervamento - f_{yk}	-	270 MPa
Tensione caratteristica di rottura - f_{tk}	-	500 MPa

Per quanto riguarda i carichi, è stata fatta un'analisi che ha portato ai risultati riassunti in Tabella 4. 28:

Tabella 4. 28. Analisi dei carichi

Carichi			
Carichi permanenti non strutturali	G_2	2,7 kN/m^2	Carico permanente strutturale sui solai intermedi
	G_2	1,8 kN/m^2	Carico permanente strutturale sui solai di copertura
Carichi variabili	Q_{k1}	3 kN/m^2	Solai intermedi modello A (Cat. C1 - ristorante)
	Q_{k1}	4 kN/m^2	Balconi modello A (Cat. C2)
	Q_{k1}	0,5 kN/m^2	Solai di copertura
	Q_{k1}	2 kN/m^2	Solai intermedi modello B (Cat. B1 - uffici)
Carico variabile della neve	Q_{k2}	0,8 kN/m^2	Solai di copertura

L'azione del vento non è stata tenuta in conto, in via semplificata e a favore di sicurezza, dal momento che essa tenderebbe a far scoperchiare la copertura in tutte le combinazioni che la normativa impone di considerare.
Per quanto riguarda l'azione sismica è stato considerato lo spettro di risposta, riportato in Figura 4. 51, allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, con un fattore di struttura q=1,5, categoria di sottosuolo C, categoria topografica T1 e una Vita Nominale (V_N) pari a 50 anni.

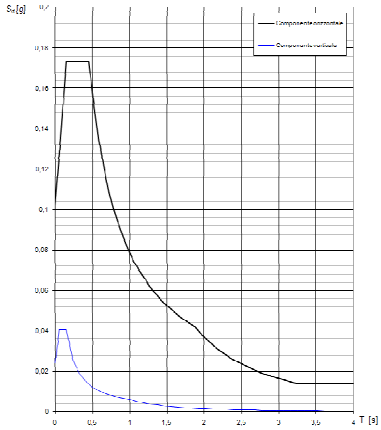


Figura 4. 51. Spettro di risposta allo SLV (N.T.C. 2008)

4.4.2.2. Analisi Statica e Dinamica

Per poter comprendere il comportamento della struttura in esame, si sono eseguite verifiche così come già effettuate per i precedenti casi studio.
Le sezioni degli elementi strutturali si sono rilevate identiche ai vari piani:

- pilastri: 40x40cm, armati con 10 Φ20;
- travi: 30x70cm, armati con 4 Φ20 inferiori e 2 Φ20 superiori.

Anche per questo caso studio è stata fatta un'analisi dello stato tensionale dei pilastri, considerando lo sforzo normale agente, sia per il modello A che per il modello B.
I risultati ottenuti sono presentati in forma di boxplot in Figura 4. 52 per il modello A e in Figura 4. 53 per il modello B:

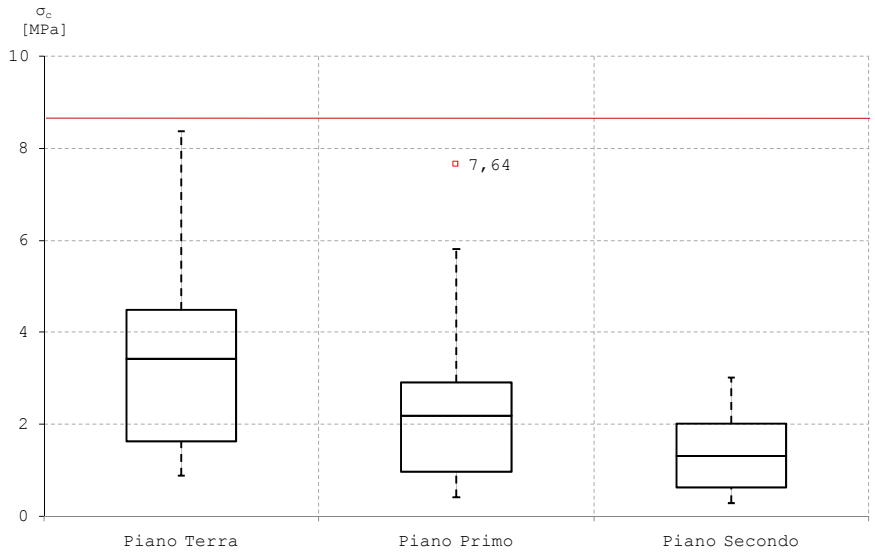


Figura 4. 52. Boxplot relativi allo stato tensionale nei pilastri ai vari livelli dell'edificio (modello A)

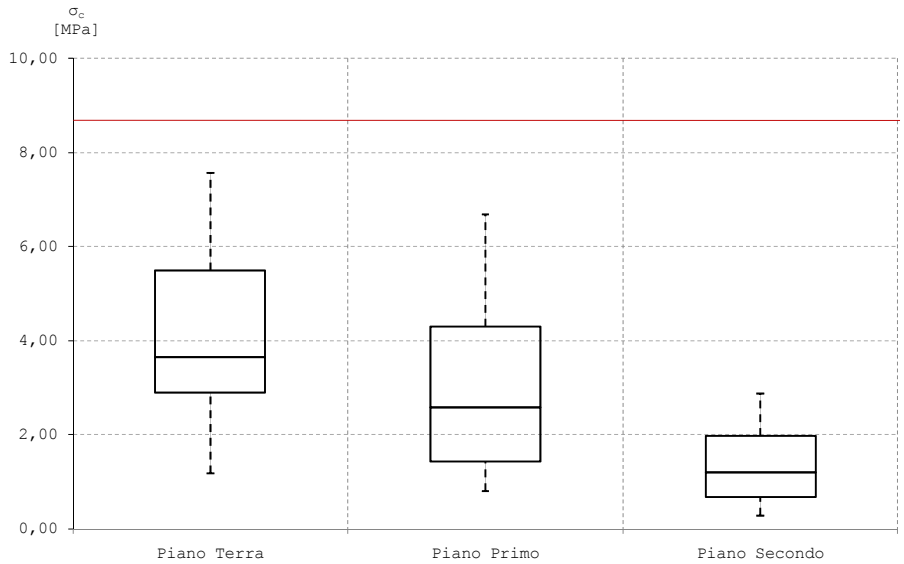


Figura 4. 53. Boxplot relativi allo stato tensionale nei pilastri ai vari livelli dell'edificio (modello B)

Si evidenzia come lo stato tensionale dei pilastri non sia modificato dalla configurazione originale dell'edificio (modello A) a quella attuale (modello B).
Per l'analisi statica si sono effettuate verifiche a pressoflessione deviata dei pilastri, i cui risultati sono elaborati nei boxplot di Figura 4. 54 per il modello A e Figura 4. 55 per il modello B:

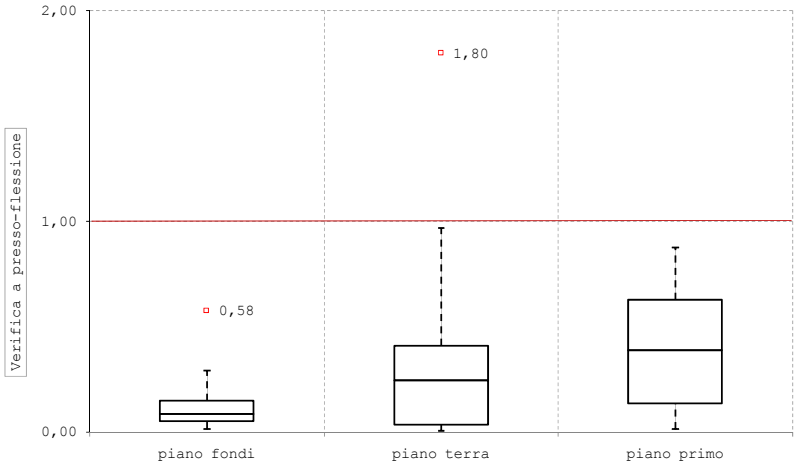


Figura 4. 54. Boxplot relativi alla verifica a presso flessione deviata dei pilastri ai vari livelli dell'edificio in condizioni statiche(modello A)

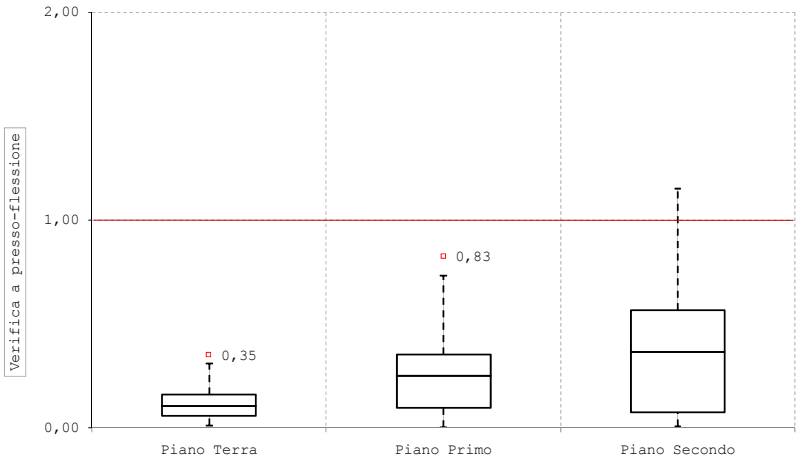


Figura 4. 55. Boxplot relativi alla verifica presso flessione deviata dei pilastri ai vari livelli dell'edificio in condizioni statiche (modello B)

Nonostante il comportamento generale non evidenzi significativi cambiamenti, tra il modello A ed il modello B, si può osservare un lieve miglioramento delle verifiche per i pilastri al piano terra nella configurazione attuale, dovuta all'eliminazione del balcone a sbalzo al livello del piano primo.
Preliminarmente all'analisi dinamica con spettro di risposta, sono state effettuate analisi modali per comprendere se il comportamento dinamico dell'edificio, nella sua configurazione originale, sia stato alterato dalle modifiche avvenute nel 1965 (Tabella 4. 29).
La demolizione di parte dell'edificio ha portato ad un innalzamento del primo periodo di vibrazione, che si traduce in una maggiore flessibilità della struttura. Nonostante le modifiche sostanziali, i primi modi di vibrazione dei due modelli sono di tipo traslazionale, ovvero il comportamento dinamico globale è rimasto inalterato.
Il primo modo è di tipo traslazionale in y per il modello A e traslazionale in x per il modello B.

Tabella 4. 29. Periodo e massa partecipante dei primi 12 modi di vibrazione del Modello A e del Modello B

		Modello A			Modello B		
		T	S Mx	S My	T	S Mx	S My
	N°	[Sec]	[-]	[-]	[Sec]	[-]	[-]
Modo	1	0,381	0,005	0,867	0,525	0,930	0,000
Modo	2	0,371	0,999	0,873	0,148	1,000	0,000
Modo	3	0,304	1,000	1,000	0,119	1,000	0,000
Modo	4	0,108	1,000	1,000	0,083	1,000	0,000
Modo	5	0,081	1,000	1,000	0,076	1,000	0,000
Modo	6	0,076	1,000	1,000	0,069	1,000	0,000
Modo	7	0,068	1,000	1,000	0,057	1,000	0,000
Modo	8	0,061	1,000	1,000	0,056	1,000	0,000
Modo	9	0,057	1,000	1,000	0,054	1,000	0,000
Modo	10	0,055	1,000	1,000	0,053	1,000	0,000
Modo	11	0,053	1,000	1,000	0,050	1,000	0,000
Modo	12	0,053	1,000	1,000	0,049	1,000	0,000

Si sottolinea che il comportamento dinamico è rimasto inalterato grazie all'inserimento del setto nell'angolo nord-ovest dell'edificio e del setto in corrispondenza del vano scala. Infatti, considerando il modello B ed eliminando i setti ed il vano scala si può constare (Tabella 4. 30) come i modi di vibrazione della struttura siano di tipo torsionale e non più traslazione. L'inserimento di questi elementi strutturali, al momento delle modifiche effettuate nel 1965, è stata, pertanto, una scelta (consapevole o inconsapevole) fondamentale per mantenere inalterato il comportamento dinamico della struttura e non indurre in determinati elementi sollecitazioni per cui non erano stati progettati.

Tabella 4. 30. Periodo e massa partecipante dei primi 12 modi di vibrazione del Modello B senza setti e vano scala

		Modello B (senza setti e vano scala)		
		T	S Mx	S My
	N°	[Sec]	[-]	[-]
Modo	1	0,616	0,109	0,535
Modo	2	0,546	0,756	0,784
Modo	3	0,466	0,935	0,927
Modo	4	0,160	0,938	0,988
Modo	5	0,150	0,998	0,992
Modo	6	0,129	1,000	1,000
Modo	7	0,125	1,000	1,000
Modo	8	0,087	1,000	1,000
Modo	9	0,084	1,000	1,000
Modo	10	0,073	1,000	1,000
Modo	11	0,061	1,000	1,000
Modo	12	0,057	1,000	1,000

Per l'analisi dinamica con spettro di risposta si sono effettuate verifiche a flessione deviata dei pilastri, i cui risultati sono elaborati nei boxplot di Figura 4. 56 per il modello A e Figura 4. 57 per il modello B:

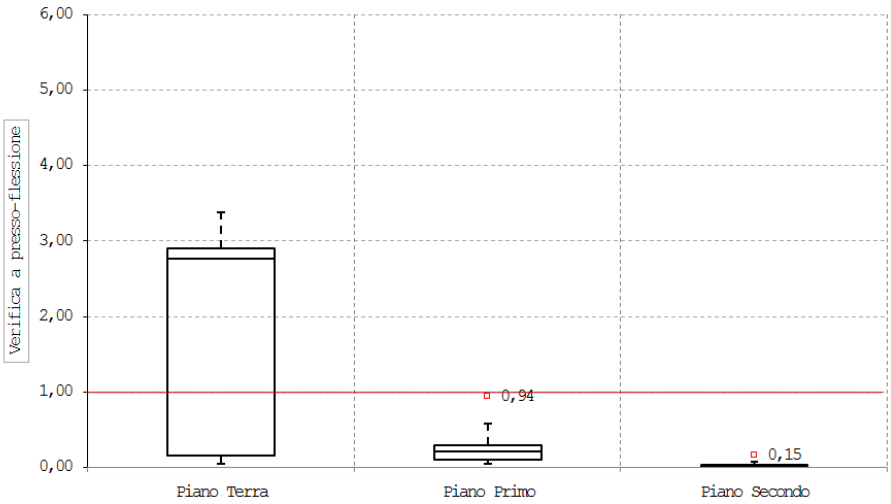


Figura 4. 56. Boxplot relativi alla verifica a presso flessione deviata dei pilastri ai vari livelli dell'edificio in condizioni dinamiche (modello A)

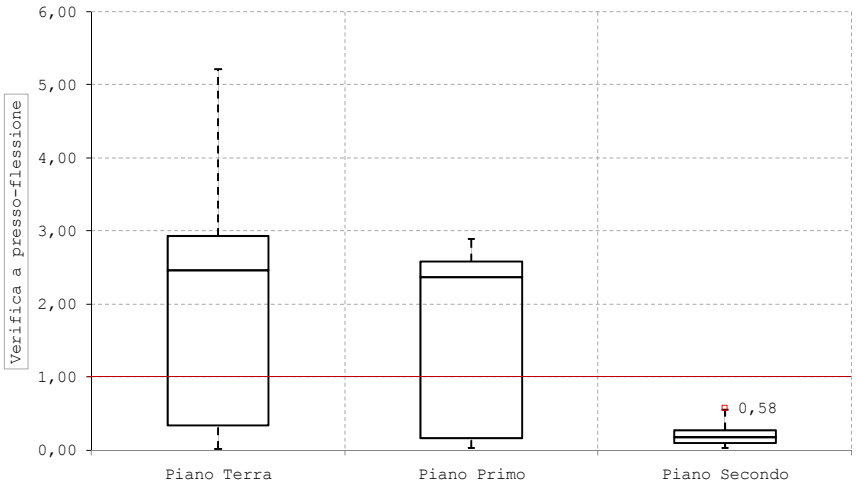
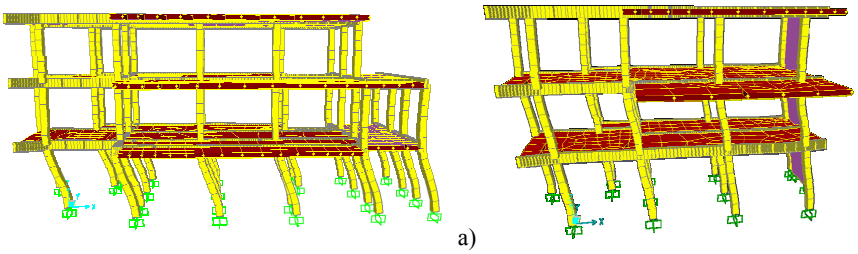


Figura 4. 57. Boxplot relativi alla verifica a presso flessione deviata dei pilastri ai vari livelli dell'edificio in condizioni dinamiche (modello B)

I risultati dell'analisi dinamica con spettro di risposta dimostrano chiaramente la vulnerabilità alle azioni orizzontali di questa struttura.

La configurazione originale del manufatto, modello A, presenta una situazione di "non verifica" per la quasi totalità dei pilastri al piano terra. Tale situazione

denota l'attivazione di un meccanismo di piano debole dovuta alla presenza di solai molto rigidi e pesanti, associati alla mancanza di adeguati controventamenti. Infatti, non solo i telai risultano carenti in una direzione, ma ci troviamo in presenza di grandi aperture che non hanno permesso la modellazione di puntoni equivalenti, associati ai pannelli di tamponamento, che avrebbero potuto offrire un contributo irrigidente alla struttura.
I risultati delle analisi dinamiche effettuate sul modello B, denotano, come nel caso del modello A, una situazione di grande vulnerabilità della struttura. In particolare si evidenzia come, percentualmente, aumentino i pilastri non verificati (da 27,5% di pilastri non verificati nel modello A, si passa ad un 45% di pilastri non verificati nel modello B), ma essi si distribuiscano anche al piano primo e non più solo al piano terreno, come avveniva nel modello A. Questa ridistribuzione, sebbene aumenti, in assoluto, il numero di pilastri non verificati, migliora la risposta dinamica della struttura, come si può osservare anche dal confronto tra i drift di interpiano misurati nel modello A e nel modello B.



a) b)

Figura 4. 58. Configurazioni deformate delle analisi dinamiche (azione sismica in direzione x): a) modello A; b) modello B

Lo spostamento complessivo, misurato in sommità dei pilastri del piano secondo risulta circa lo stesso per i due modelli (16 mm). Ciò che cambia sostanzialmente è che tale spostamento, nel modello A si localizza totalmente in sommità dei pilastri a piano terra, mentre nel modello B si distribuisce, in parte sui pilastri del piano terra ed in parte su quelli del piano primo. Questa migliore distribuzione rende meno evidente l'attivazione di un meccanismo di piano debole nella configurazione attuale del manufatto.

Interessante evidenziare anche lo stato deformativo delle solette aggettanti. In particolare, dal confronto tra il modello A ed il modello B si denota un cambiamento del comportamento della soletta al livello del piano secondo (quella al livello del piano primo è stata demolita), che non beneficia più dell'appoggio che veniva garantito dai pilastri demoliti.

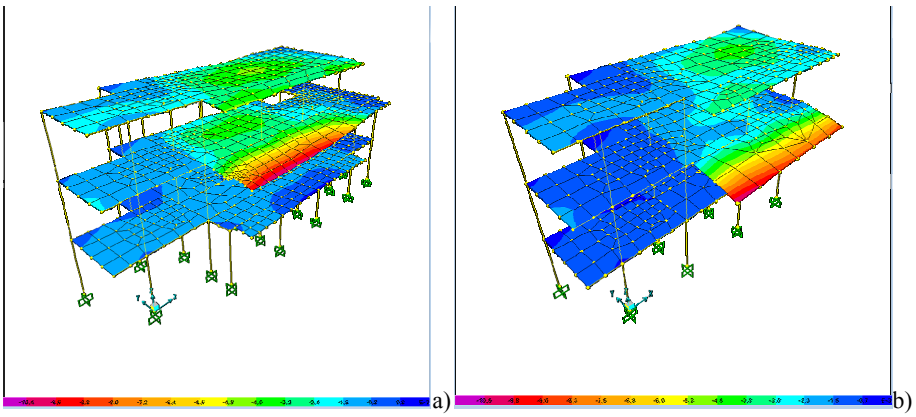


Figura 4. 59. Stato deformativo delle solette aggettanti: a) modello A; b)modello B

4.4.3. Conclusioni

I risultati delle analisi effettuate sull'edificio Ex Ristorante San Pietro hanno messo in evidenza alcuni interessanti aspetti di cui tener conto, in generale, nel modello di vulnerabilità per gli edifici del Razionalismo Italiano.

In primo luogo, si è riscontrata, anche per questo caso studio, come per i precedenti, una soddisfacente risposta strutturale ai carichi verticali. Ciò dimostra che la progettazione di tali edifici, effettuata per soli carichi verticali, secondo quanto prescritto dalle normative dell'epoca, sia stata condotta in modo corretto, così come l'esecuzione dell'opera stessa.

Problematiche non sottovalutabili emergono invece dalle analisi dinamiche, in cui si è tenuto conto delle azioni orizzontali sismiche, mediante l'applicazione dello spettro di risposta relativo alle coordinate geografiche del sito in cui sorge la costruzione. Tali problematiche interessano tanto il modello A, corrispondente alla configurazione originale dell'edificio, quanto il modello B,

messo a punto per valutare il comportamento della struttura nel suo stato attuale, a seguito degli interventi di demolizione effettuati nel 1965. Per quanto riguarda il modello A, si è evidenziata l'attivazione di un meccanismo di piano debole, che rappresenta, in zona sismica, una fra le condizioni di massimo rischio (§3.3.1). Il piano debole si localizza al piano terra poiché qui, l'intensità delle forze interne risulta maggiore che ai piani superiori e si genera uno stato localizzato di sforzo con conseguente innesco del meccanismo di collasso. Le motivazioni che determinano questo tipo di comportamento sono legate, in primo luogo, alla carenza di telai resistenti in una direzione. Infatti, l'edificio, nella sua configurazione originale, presentava unicamente due telai in direzione y, sul lato corto dell'edificio. Inoltre, la presenza di grandi aperture, che così fortemente caratterizzava il disegno architettonico del manufatto, ha determinato il venir meno del contributo irrigidente che le tamponature avrebbero potuto offrire alla struttura. Questi elementi, associati alla presenza di solai molto rigidi e pesanti (così realizzati per poter creare gli sbalzi dei balconi oltre le travi perimetrali), determinano l'attivazione del meccanismo di piano debole che si osserva nel caso studio in esame. Per quanto riguarda il modello B, si osserva un miglioramento della risposta dinamica globale dell'edificio. Infatti, lo spostamento che subisce la struttura nel suo complesso non si localizza più esclusivamente al piano terra, come nel modello A, ma interessa anche gli elementi del piano primo. Seppur questa situazione determini un aumento del numero totale di pilastri non verificati, il meccanismo di collasso non è più di piano debole. Il cambiamento di comportamento, che non riguarda i modi di vibrazione della struttura, così come emerso dalle analisi modali effettuate, è dovuto all'inserimento dei due setti e del nuovo vano scala, che irrigidiscono la struttura ai vari piani. Inoltre, va evidenziato come a livello planimetrico, l'edificio abbia subito una riduzione con conseguente semplificazione, che può avere in parte migliorato la risposta dinamica del manufatto.

Dalle analisi effettuate emerge, quindi, che l'intervento di demolizione parziale effettuato sull'Ex Ristorante San Pietro, non abbia determinato, di per sé un peggioramento del comportamento della struttura, tenendo conto però degli elementi resistenti inseriti, che risultano assolutamente fondamentali per l'individuazione della effettiva risposta dinamica dell'edificio.

In conclusione, il presente caso studio permette l'individuazione di vulnerabilità di cui tener conto nel modello che si vuole proporre, in relazione all'attivazione di meccanismi di piano debole dovuti alla presenza contemporanea di grandi aperture e solai molto rigidi e pesanti, associando a tale modificatore di comportamento un punteggio elevato in relazione alla gravità del possibile innescarsi di meccanismi di questo tipo. Inoltre, le notevoli deformazioni che si riscontrano nelle solette aggettanti determinano la necessità di considerare un ulteriore modificatore di comportamento legato a questo elemento formale caratterizzante e ricorrente nelle architetture del Razionalismo Italiano.

4.5. BIBLIOGRAFIA

Fassò A., Perri P.F. (2002). *Sensitivity analysis* in Encyclopedia of Environmetrics (ISBN 0471 899976), Edited by El-Shaarawi A. and Piegorsch W. John Wiley & Sons, Ltd, Chichester.

Cariboni J., Gatelli D., Liska R., Saltelli A. (2007). *The role of sensitivity analysis in ecological modelling*. Ecol. Model. 203, 167-182.

Di Capua G., Compagnoni M., Peppoloni S., Pergalani F. (2009). *Valutazione degli effetti sismici locali in siti associati a singoli edifici: un nuovo strumento schedografico «geologico»*, in Ital.J.Geosci. (Boll.Soc.Geol.It.), Vol.128, No.1, pp.131-145.

Circolare M.LL.PP. n. 65 del 10/04/1997, Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche» di cui al D.M. 16.01.1996.

Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008, Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26-2-2009 Suppl. Ordinario n.27, Roma.

Decreto Ministeriale LL.PP. 16/01/1996, Norme Tecniche per le Costruzioni in zone sismiche, Gazzetta Ufficiale n.29 del 5 febbraio 1996.

Decreto Ministeriale 14/01/2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30, Roma.

Masi A., Digrisolo A. (2013). *Analisi delle caratteristiche meccaniche di acciai estratti da edifici esistenti in cemento armato*, in Atti del XV Convegno ANIDIS - L'Ingegneria Sismica in Italia, 30 giugno - 4 luglio 2013, Padova.

Masi A., Manfredi V. (2013). *Role of structural and non structural elements on the seismic performances of RC buildings* in Atti del XV Convegno ANIDIS - L'Ingegneria Sismica in Italia, 30 giugno - 4 luglio 2013, Padova.

Pozzo E. (1997). *Teoria e tecnica delle strutture. Calcolo del cemento armato*. Vol. I e II. Pitagora Editrice, Bologna.

Archivio Storico di Genova, Progetto casa littoria in Corso Monte Grappa, n. 398, 1936.

Archivio Comunale, Progetto Ampliamenti Istituto Universitario di Magistero, n. 164/65, 641/65 e 400/88.

Cappellini A. (1939). *Le fortificazioni di Genova*, Ed. F.lli Pagano, Genova.

Cosenza E., Mariniello C., Verderame G.M., Zambrano A., *Il ruolo delle scale sulla capacità sismica degli edifici in c.a.*, PE 2005-2008, programma coordinato DPC-Reluis.

Podestà A. (1937). *Un ristorante a Genova* (con uno scritto dello stesso Labò) in Casabella, n.117, 1937, pp.2-11.

Tedeschi E. (1938). *Ristorante San Pietro a Genova*, in Architettura. Rivista del sindacato nazionale fascista architetti, n.1, 1938, pp.17-22.

5

Conclusioni: nuovo modello per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici del Razionalismo Italiano

5.1. IL MODELLO DI VULNERABILITÀ PROPOSTO

L'analisi del campione degli edifici Razionalisti in Liguria (§3 e Allegato A) e la valutazione di dettaglio sui tre casi studio (§4) ha permesso di individuare vulnerabilità rappresentative di una tipologia di manufatti che è fortemente caratterizzata sia da un punto di vista formale che temporale.
Con riferimento al modello macrosismico (§2), si definisce l'indice di vulnerabilità *V*, dato da due contributi principali: uno associato alla classe tipologica di appartenenza V_0, che è funzione del materiale della struttura (Tabella 2.1), ed uno associato alla presenza dei modificatori di comportamento legati alle caratteristiche costruttive e strutturali.
Nel presente studio a partire dalla classe tipologica RC1 (edifici in calcestruzzo armato, privi di progettazione antisismica)e con riferimento alla Tabella 2.2 riportata al §2.2.2, si sono definiti i nuovi modificatori di comportamento proposti per il campione di edifici del Razionalismo Italiano, tarati sui risultati delle analisi di sensitività dei parametri effettuate per i tre casi studio (Tabella 5. 1).

Tabella 5. 1. Nuovi modificatori di comportamento del modello di vulnerabilità per gli edifici del Razionalismo Italiano

Modificatore di comportamento	CALCESTRUZZO ARMATO		
	Livello progettazione antisismica	Nullo	
Caratteristiche generali			
Destinazione d'uso	Non utilizzato	+0,04	
	Utilizzato, con funzioni strategiche	+0,02	
	Utilizzato	0	
Numero di piani	Basso (1-3)	-0,02	
	Medio (4-6)	0	
	Alto (7 o più)	+0,04	
Corpo annesso	Struttura autonoma e giunto sismico insufficiente	+0,02	
	Struttura autonoma e giunto sismico	0	
	Struttura condivisa	-0,02	
Caratteristiche del materiale			
Classe di resistenza del calcestruzzo	≤C12/15	+0,04	
	>C12/15	0	
Φ armatura longitudinale	Φ8/10	+0,04	
	Φ12/18	cls≤C12/15	+0,04
		cls>C12/15	+0,02
	≥Φ20	0	

Caratteristiche formali e strutturali			
Irregolarità in pianta	Geometria		+0,04
	Distribuzione masse		+0,02
Irregolarità in altezza	Geometria		+0,02
Disposizione telai e/o pareti c.a.	In due direzioni		-0,02
	Assenti o carenti in una direzione		+0,02
Tamponamenti	Confinati con pilastro debole	Rottura: schiacciamento	+0,08
		Rottura: scorrimento	+0,04
	Non confinati (fuori piano)	Rettilinei (finestre a nastro)	+0,02
		Concavi o convessi	0
Presenza della torre littoria	Con vano scala		+0,04
	Senza vano scala		+0,02
Presenza di elementi aggettanti			+0,02
Piano debole	Presenza di pilotis		+0,08
	Grandi aperture e solai rigidi/pesanti		+0,08
Fondazioni	Platea		-0,04
	Travi collegate		0
	Plinti		+0,04
Tipo di terreno	(A)		-0,04
	(B e C)		0
	(D)		+0,04

<table>
<tr><th colspan="5">Trasformazioni successive</th></tr>
<tr><td rowspan="4">Ampliamento</td><td>Struttura condivisa</td><td colspan="3">-0,02</td></tr>
<tr><td>Struttura autonoma e giunto sismico</td><td colspan="3">0</td></tr>
<tr><td>Struttura autonoma e giunto sismico insufficiente</td><td colspan="3">+0,02</td></tr>
<tr><td>Solai sfalsati</td><td colspan="3">+0,02</td></tr>
<tr><td rowspan="4">Sopraelevazione</td><td rowspan="3">N° piani sopr./N°piani totali</td><td>Sop. Tot.</td><td>1-2</td><td>3-5</td><td>6</td></tr>
<tr><td>1</td><td>+0,04</td><td>+0,02</td><td>0</td></tr>
<tr><td>2</td><td>-</td><td>+0,04</td><td>+0,02</td></tr>
<tr><td>Irregolarità strutturali (pilastri in falso)</td><td colspan="3">+0,02</td></tr>
<tr><td>Totale in altezza</td><td colspan="3">0</td></tr>
<tr><td>Parziale in altezza</td><td colspan="3">+0,02</td></tr>
</table>

5.1.1. I modificatori di comportamento introdotti nel modello

I modificatori di comportamento legati alle caratteristiche generali dei manufatti sono stati parzialmente variati rispetto al modello di partenza. Si è tenuto conto, in primo luogo, della destinazione d'uso attuale degli edifici, dal momento che tale informazione risulta connessa allo stato di manutenzione. È stato appurato, infatti, che edifici in disuso presentano uno stato di degrado elevato, tale da compromettere l'efficienza degli elementi strutturali, al contrario di quelli il cui uso è stato garantito nel tempo. Si è voluto, in questo indicatore, tener conto anche del maggior livello di sicurezza, richiesto dalle normative attuali, aumentando il punteggio di vulnerabilità per gli edifici con funzioni strategiche, in relazione al fatto che molti manufatti Razionalisti, come ad esempio le Case del Fascio, sono oggi sede di attività pubbliche.

La vulnerabilità legata all'altezza dell'edificio (numero di piani) è stata computata come dal modello di partenza, mentre la posizione rispetto a costruzioni adiacenti è stata valutata alla luce delle analisi effettuate sui casi studio. Si è dimostrato, infatti, come corpi annessi con struttura autonoma e giunto sismico insufficiente siano soggetti a vibrazioni tali da indurre il reciproco martellamento e, a sua volta, questo fenomeno possa dar luogo ad un

danneggiamento localizzato delle parti a contatto o ad una coppia ribaltante di alta pericolosità nei riguardi degli elementi perimetrali. Al contrario, in presenza di corpi annessi con struttura condivisa, si osserva una migliore risposta dinamica globale degli edifici, per la maggior rigidezza conferita sia dal vincolo allo spostamenti offerto dal corpo annesso, sia dall'aumento di massa. L'irrigidimento determina uno sgravo tensionale dei pilastri nei confronti delle azioni dinamiche, che porta a considerare la presenza di corpi annessi con struttura condivisa un fattore migliorativo della risposta strutturale sismica.
Le analisi di sensitività dei parametri effettuate sull'edificio considerato nel primo caso studio hanno dimostrato la fondamentale importanza delle caratteristiche del materiale calcestruzzo armato ai fini delle verifiche. In particolare, per il calcestruzzo si è definita una soglia limite in corrispondenza della classe C12/15 al di sotto della quale le strutture possono presentare notevoli criticità già da un punto di vista statico; al di sopra di tale soglia, invece, le caratteristiche meccaniche del materiale non modificano il comportamento. Per quanto riguarda il diametro dei ferri di armatura si sono definiti dei range da cui dipendono i punteggi di vulnerabilità. Si è riscontrato che per diametri tra gli 8 e 10 mm gli elementi strutturali presentano notevoli criticità, che la verifica non dipende dal diametro dei ferri, qualora essi siano superiori ai 20 mm, e, infine, che diametri tra i 12 ed i 18 mm determinino vulnerabilità soprattutto se abbinati alla presenza di calcestruzzi di qualità scadente (≤C12/15).
In relazione alle caratteristiche formali e strutturali degli edifici e che possono determinare l'aumento di vulnerabilità nei confronti delle azioni sismiche, sono stati considerati essenzialmente elementi che caratterizzano le architetture del Razionalismo Italiano dal punto di vista dei principi di progettazione e delle scelte formali. In relazione ai primi, si è computata la irregolarità in pianta ed in elevazione, come dal modello di partenza, e la carenza di telai nelle due direzioni. In particolare, il punteggio relativo all'irregolarità in altezza è stato ridotto, per poterlo meglio modulare nei casi di edifici irregolari in elevazione e di edifici con torre littoria. In entrambe le circostanze, il punteggio assegnato è pari a +0,02, ma considerando il modificatore di comportamento "presenza della torre littoria" edifici in cui si riscontra tale elemento vedono incrementata la vulnerabilità di un punteggio pari a +0,02, se la torre ha una funzione

unicamente estetico-simbolica, a +0,04 nel caso in cui essa contenga il vano scala, che, come si è potuto osservare dai risultati della analisi, determina un nucleo rigido rispetto a cui si possono attivare modi torsionali nella restante parte del manufatto.
L'approfondimento effettuato sui pannelli di tamponamento ha determinato la necessità di tener conto del loro contributo ai fini della valutazione della vulnerabilità sismica. È stata fatta una preliminare differenziazione tra pannelli confinati all'interno dei telai in c.a. e pannelli non confinati. La seconda condizione, in particolare, si è constatata in presenza di pareti con forme concave o convesse oppure in presenza di finestre a nastro, rese possibili proprio dall'avanzamento dei pannelli di tamponamento rispetto all'asse dei telai. In quest'ultimo caso la vulnerabilità sismica è legata al possibile innescarsi di meccanismi fuori piano dei pannelli in muratura, poiché non collegati alla struttura portante, che non riguardano, per contro, i pannelli concavi o convessi, che per la loro forma, o per la possibile presenza di costole di irrigidimento (Figura 4. 37), come si sono rilevate in alcuni esempi, non sembrano essere soggetti a problematiche di questo tipo. Nel caso in cui i pannelli risultino confinati all'interno dei telai, le criticità emerse dalle analisi hanno dimostrato come esse siano strettamente dipendenti dalla tipologia di muratura e dalle caratteristiche dei dettagli costruttivi dei nodi strutturali. Le due problematiche sono intrinsecamente connesse poiché si ha, negli edifici del Razionalismo Italiano, una contemporanea presenza di pannelli di tamponamento molto rigidi, realizzati in mattoni pieni e con un notevole spessore, e di nodi poco armati. Questo determina situazioni di "pilastro debole - pannello forte" con conseguenti rotture fragili sui pilastri in corrispondenza dello sforzo di taglio trasmesso dal pannello. Lo sforzo di taglio è per entità e concentrazione maggiore nel caso in cui il meccanismo di rottura del pannello sia per "schiacciamento" piuttosto che "scorrimento": per questo, il punteggio di vulnerabilità assegnato alla prima modalità di rottura è più elevato di quello legato alla seconda modalità.
Vulnerabilità localizzate, inoltre, si sono riscontrate in presenza di elementi aggettanti, quali tettoie, balconi e pensiline, che caratterizzano i manufatti oggetto del presente studio; a questi è stato assegnato un punteggio di vulnerabilità pari a +0,02.

Sempre in merito a caratteristiche formali ricorrenti dell'architettura Razionalista in Italia, che influenzano significativamente il comportamento strutturale in presenza di azioni sismiche, è stato introdotto un modificatore di comportamento per tener conto del possibile innescarsi di meccanismi di piano debole. Attraverso i risultati delle analisi è stato, infatti, possibile ricondurre la presenza di pilotis o di grandi aperture associate a solai molto rigidi e pesanti all'attivazione di meccanismi di piano debole, che rappresentano, in zona sismica, una fra le condizioni di massimo rischio.
Le caratteristiche di fondazione e terreno sono state tenute in conto mediante due modificatori di comportamento: il modificatore per il tipo di fondazione, così come da modello di partenza, prevede la diversificazione in platea, travi collegate e plinti; il modificatore per il tipo di terreno è stato, invece, inserito alla luce delle analisi di sensitività dei parametri che hanno dimostrato come la tipologia di terreno influenzi in modo assolutamente determinante l'esito delle verifiche dinamiche con spettro di risposta. Come già sottolineato, seppur le caratteristiche del terreno influenzino direttamente la pericolosità sismica, esse possono essere tenute in conto come elemento aggiuntivo della vulnerabilità dell'edificio, perché, in presenza di terreni scadenti, possono insorgere criticità già da un punto di vista statico, a prescindere dai fenomeni di amplificazione che si determinano in caso di sisma. Inoltre, il suolo su cui sorge un edificio può essere considerato come un'intrinseca peculiarità del manufatto (sorge in quel punto non in un altro) e quindi essere trattato alla stregua di un qualsiasi altro fattore che può caratterizzare l'edificio stesso. Questo approccio è reso possibile dall'utilizzo di strumenti schedografici speditivi presenti in letteratura che permettono di ottenere informazioni sul suolo senza la realizzazione di una vera campagna geognostica, e risulta valido per un'analisi di rischio a livello territoriale, data la difficoltà di realizzare approfondimenti conoscitivi costosi.
Infine, modificatori relativi alle trasformazioni che la struttura può aver subito nel corso del tempo sono stati considerati, così come nel modello d partenza, con alcune modifiche legate principalmente alle osservazioni già descritte per il modificatore di comportamento "corpo annesso".

5.2. APPLICAZIONE DEL MODELLO AL CAMPIONE DI EDIFICI IN LIGURIA

L'applicabilità del modello per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici del Razionalismo Italiano proposto è stata verificata mediante la sua applicazione al campione di edifici in Liguria. I valori dell'indice di vulnerabilità complessivo *V* tengono conto dell'indice di vulnerabilità tipologico V_0, considerato per tutti pari a 0,644 in quanto edifici di classe RC1 (in calcestruzzo armato, privi di progettazione antisismica), secondo il modello macrosismico originale, e del punteggio legato ai vari modificatori di comportamento proposti ΔV_m. I risultati dell'applicazione del modello sono riportati in Tabella 5. 2:

Tabella 5. 2. Risultati dell'applicazione del modello di vulnerabilità proposto al campione di edifici in Liguria

	Tipologia	Denominazione	V_0	ΔV_m	V
1	Palazzo Ottocentesco	Nfta	0,644	0,14	0,784
2	Palazzo Ottocentesco	INPS	0,644	0,14	0,784
3	Palazzo Ottocentesco	Jacazio	0,644	0,14	0,784
4	Palazzo Ottocentesco	Garbarino e Sciaccaluga	0,644	0,14	0,784
5	Palazzo Ottocentesco	Angiolini	0,644	0,14	0,784
6	Casa Littoria	-	0,644	0,24	0,884
7	Sede dell'Opera Nazionale Balilla	-	0,644	0,14	0,784
8	Stadio comunale del nuoto	Piscine d'Albaro	0,644	0,14	0,784
9	Palazzo Ottocentesco	Palazzo degli Uffici Finanziari	0,644	0,12	0,764
10	Complesso ospedaliero	Gaslini	0,644	0,24	0,884
11	Casa del fascio	"Secondogenito"	0,644	0,14	0,784
12	Colonia montana	Renesso	0,644	0,3	0,944
13	Sede del Gruppo Rionale fascista	"M. Cavagnaro"	0,644	0,18	0,824
14	Scuola	"Armando Diaz"	0,644	0,14	0,784
15	Chiesa	San Marcellino	0,644	0,14	0,784

	Tipologia	Denominazione	V_0	ΔV_m	V
16	Mercato	Mercato del pesce	0,644	0,22	0,864
17	Mercato	Mercato dei fiori	0,644	0,2	0,844
18	Casa dello studente	Casa dello studente	0,644	0,12	0,764
19	Casa del fascio	Cesare Battisti	0,644	0,2	0,844
20	Colonia montana	Rovegno	0,644	0,28	0,924
21	Ristorante	La Marinella	0,644	0,2	0,844
22	Stazione	Autocamionale Genova-Valle Po	0,644	0,22	0,864
23	Casa Littoria	-	0,644	0,16	0,804
24	Villa	De Scalzi	0,644	0,16	0,804
25	Colonia marina	Gustavo Fara	0,644	0,32	0,964
26	Palazzo Ottocentesco	Terzano	0,644	0,18	0,824
27	Palazzo Ottocentesco	Grattacielo Nord Piazza Dante	0,644	0,18	0,824
28	Palazzo Ottocentesco	Grattacielo Sud Piazza Dante	0,644	0,18	0,824
29	Palazzo Ottocentesco	INA	0,644	0,18	0,824
30	Palazzo Ottocentesco	Gaslini	0,644	0,14	0,784
31	Ristorante	San Pietro	0,644	0,28	0,924
32	Scuola	Liceo Andrea Doria	0,644	0,14	0,784
33	Palazzo Ottocentesco	Questura	0,644	0,18	0,824
34	Sede del Gruppo Rionale fascista	Generale Tellini	0,644	0,26	0,904
35	Casa Littoria	Nicola Bonservizi	0,644	0,24	0,884
36	Palazzo Ottocentesco	Istituto Alessandro Bruschettini	0,644	0,12	0,764
37	Scuola	Scuola della Gioventù Italiana del Littorio	0,644	0,24	0,884
38	Casa Littoria	Pierino Negrotto Cambiaso	0,644	0,26	0,904
39	Colonia montana	Montemaggio	0,644	0,14	0,784
40	Edificio	Casa del mutilato	0,644	0,2	0,844
41	Villa	-	0,644	0,2	0,844
42	Colonia marina	Burgo	0,644	0,18	0,824
43	Sede del Gruppo Rionale fascista	Federico Florio	0,644	0,24	0,884

	Tipologia	Denominazione	V_0	ΔV_m	V
44	Sede del Gruppo Rionale fascista	Randaccio	0,644	0,26	0,904
45	Colonia montana	Rinaldo Piaggio	0,644	0,24	0,884
46	Palazzo	Sede Regio Automobil Club d'Italia (RACI)	0,644	0,26	0,904
47	Palestra	Società Ginnastica Raffaele Rubattino	0,644	0,16	0,804
48	Casa della madre e del Bambino	-	0,644	0,14	0,784
49	Casa Littoria	Silvio Vaga	0,644	0,22	0,864
50	Palazzo	Casa Luigi Razza	0,644	0,06	0,704
51	Stazione	Quarto dei Mille	0,644	0,16	0,804
52	Palazzo	Municipio Zoagli	0,644	0,32	0,964
53	Palazzo	Saiwa	0,644	0,12	0,764
54	Complesso ospedaliero	Centro Antitubercolare	0,644	0,18	0,824
55	Palazzo Ottocentesco	Oleificio Sasso	0,644	0,14	0,784
56	Stabilimento balneare	Morgana	0,644	0,28	0,924
57	Stazione	San Lorenzo Cipressa	0,644	0,08	0,724
58	Palazzo	Palazzo delle Poste	0,644	0,08	0,724
59	Palazzo	Municipio Ventimiglia	0,644	0,26	0,904
60	Stazione	Ventimiglia	0,644	0,1	0,744
61	Palazzo Ottocentesco	Municipio Imperia	0,644	0,16	0,804
62	Palazzo	Sede del Genio Civile	0,644	0,22	0,864
63	Palazzo	Capitaneria di Porto	0,644	0,2	0,844
64	Palazzo	-	0,644	0,06	0,704
65	Teatro	Teatro Civico	0,644	0,12	0,764
66	Scuola	Scuola delle Grazie	0,644	0,2	0,844
67	Stabilimento balneare	-	0,644	0,3	0,944
68	Sede dell'Opera Nazionale Balilla	-	0,644	0,2	0,844
69	Casa Littoria	-	0,644	0,24	0,884
70	Colonia marina	Olivetti	0,644	0,1	0,744
71	Casa Littoria	-	0,644	0,14	0,784

	Tipologia	Denominazione	V_0	ΔV_m	V
72	Palazzo Ottocentesco	Banca d'Italia	0,644	0,14	0,784
73	Palazzo Ottocentesco	Sede dell'Agenzia delle Entrate	0,644	0,2	0,844
74	Villa	Casa Mazzotti	0,644	0,2	0,844
75	Palazzo	Palazzo delle Poste	0,644	0,06	0,704
76	Palazzo	Fabbrica Mazzotti	0,644	0,24	0,884
77	Palazzo	Caserma Milizia Sicurezza Naz. "Premuda"	0,644	0,18	0,824
78	Casa Littoria	-	0,644	0,2	0,844
79	Stazione	Finale Ligure	0,644	0,2	0,844

Rappresentando i risultati ottenuti dall'applicazione del modello proposto al campione di edifici in Liguria, si può osservare come la distribuzione dell'indice di vulnerabilità si attesti su valori mediamente molto maggiori rispetto alla distribuzione tipologica relativa alla classe RC1 (Figura 5. 1).

Figura 5. 1. Grafico della distribuzione dell'Indice di vulnerabilità del campione di edifici in Liguria a confronto con la curva di appartenenza relativa alla classe tipologica RC1

Il risultato dimostra come gli edifici del Razionalismo Italiano siano caratterizzati da una vulnerabilità sismica più elevata rispetto a quelli in calcestruzzo armato, riconducibili alla classe tipologica RC1 del modello Macrosismico di partenza (Grunthal, 1998; Giovinazzi e Lagomarsino 2004), di più moderna concezione, anche se privi di progettazione antisismica.
Il modello di vulnerabilità sismica a scala territoriale proposto, che costituiva l'obiettivo del presente studio, concepito in modo che tenga conto delle peculiarità architettoniche e costruttive degli edifici del Razionalismo Italiano, appare, pertanto, di fondamentale importanza per valutare in modo adeguato il rischio sismico a cui può essere soggetto questo vasto patrimonio architettonico, di grande rilevanza nel nostro paese, non solo numericamente, ma anche qualitativamente, dato l'alto valore che oggi unanimemente gli si attribuisce.

IL CAMPIONE DI EDIFICI IN LIGURIA

Allegato A

	Tipologia	Denominazione	Anno	Progettista	Localizzazione	Provincia	Indirizzo	Uso attuale
1	Palazzo Ottocentesco	Nafta	1927-39	Cristoforo Ginatta	Genova	Genova	piazza della Vittoria	Sede uffici
2	Palazzo Ottocentesco	INPS	1927-39	Marcello Piacentini	Genova	Genova	piazza della Vittoria	Sede uffici
3	Palazzo Ottocentesco	Jacazio	1927-39	Beniamino Bellati, Giovanni Dazzi	Genova	Genova	piazza della Vittoria	Sede uffici
4	Palazzo Ottocentesco	Garbarino e Sciaccaluga	1927-39	Marcello Piacentini, Aldo Camposanpiero	Genova	Genova	piazza della Vittoria	Sede uffici
5	Palazzo Ottocentesco	Angiolini	1927-39	Giuseppe Tallero	Genova	Genova	piazza della Vittoria	Sede uffici
6	Casa Littoria	-	1928	Gugliada	Genova	Genova	via Moresco	Stazione dei carabinieri
7	Sede dell'Opera Nazionale Balilla	-	1929-30	Giuseppe Crosa di Vergagni	Genova	Genova	via Cesarea	Sede uffici pubblici, laboratorio di restauro e teatro
8	Stadio comunale del nuoto	Piscine d'Albaro	1930-35	Paride Contri	Genova	Genova	piazza Dunat	Piscine
9	Palazzo Ottocentesco	Palazzo degli Uffici Finanziari	1931	Carlo Canella	Genova	Genova	via Fiume	Palazzo degli Uffici Finanziari
10	Complesso ospedaliero	Gaslini	1931-38	Angelo Crippa, Aldo Zuccarelli	Genova	Genova	largo Gaslini	Ospedale
11	Casa del fascio	"Secondogenito"	1932-33	Raffaele Bruno	Genova	Genova	via Carzino	Sede Soc. Operaia mutuo Soccorso "G.Mazzini"
12	Colonia montana	Renesso	1933	Camillo Nardi Greco, Alfredo Fineschi	Savignone, Renesso	Genova	-	Nessuno
13	Sede del Gruppo Rionale fascista	"M. Cavagnaro"	1933-34	Mario Braccialini, Mario Angelini	Genova	Genova	via Da Persico 1a	Commissariato Polizia Sestri Ponente
14	Scuola	"Armando Diaz"	1933-34	Carlo Canella	Genova	Genova	via Battisti	Scuola
15	Chiesa	San Marcellino	1933-35	L. C. Daneri	Genova	Genova	via Bologna	Chiesa

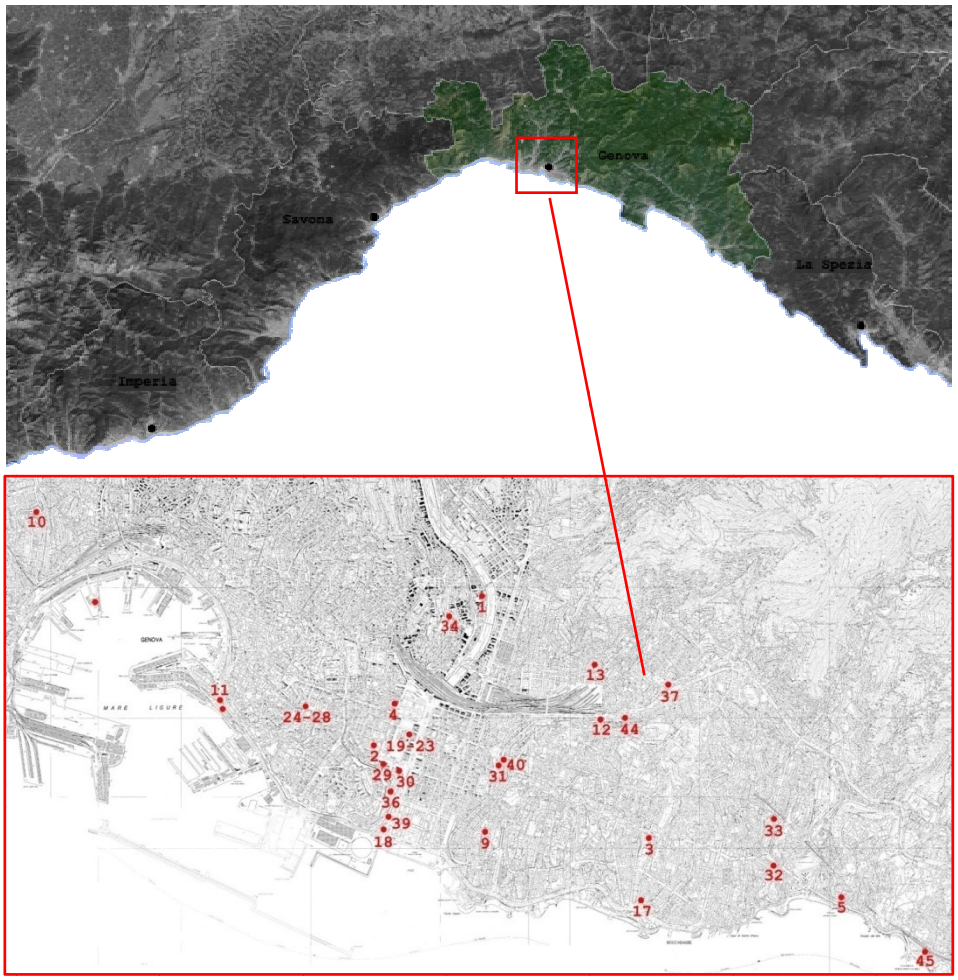
	Tipologia	Denominazione	Anno	Progettista	Localizzazione	Provincia	Indirizzo	Uso attuale
16	Mercato	Mercato del pesce	1933-35	Mario Braccialini	Genova	Genova	corso Quadrio	Mercato del pesce
17	Mercato	Mercato dei fiori	1934	Paride Contri	Genova	Genova	corso Buenos Aires	Demolito
18	Casa dello studente	Casa dello studente	1934	Mario Braccialini, Mario Angelini	Genova	Genova	corso Gastaldi	Casa dello studente
19	Casa del fascio	Cesare Battisti	1934	Beniamino Bellati	Genova	Genova	via Marina di Robillant	Commissariato della Polizia di Stato
20	Colonia montana	Rovegno	1934	Camillo Nardi Greco	Rovegno Pietra Nera	Genova	strada Provinciale di Pietra Nera	Nessuno
21	Ristorante	La Marinella	1934-35	Giacomo Carlo Nicoli	Genova	Genova	passeggiata Anita Garibaldi	Ristorante
22	Stazione	Autocamionale Genova-Valle del Po	1934-35	Giorgio Calza Bini	Genova	Genova	piazzale camionale	Sede uffici e centro manutenzione autostrada A7
23	Casa Littoria	-	1934-36	-	Genova	Genova	via Zamperini	Sede Soc. mutuo Soccorso "Fratellanza"
24	Villa	De Scalzi	1934-37	Lodovico De Scalzi	Genova	Genova	via Campanella	Abitazione
25	Colonia marina	Gustavo Fara	1935-36	Camillo Nardi Greco	Chiavari	Genova	via Preli	Nessuno
26	Palazzo Ottocentesco	Terzano	1934-40	Giuseppe Crosa di Vergagni	Genova	Genova	piazza Dante	Sede uffici
27	Palazzo Ottocentesco	Grattacielo Nord Piazza Dante	1934-40	Giuseppe Rosso	Genova	Genova	piazza Dante	Sede uffici
28	Palazzo Ottocentesco	Grattacielo Sud Piazza Dante	1934-40	Marcello Piacentini, Angelo Invernizzi	Genova	Genova	piazza Dante	Sede uffici
29	Palazzo Ottocentesco	INA	1934-40	Gino Cipriani	Genova	Genova	piazza Dante	Sede uffici
30	Palazzo Ottocentesco	Gaslini	1934-40	Aldo Zuccarelli	Genova	Genova	piazza Dante	Sede uffici

	Tipologia	Denominazione	Anno	Progettista	Localizzazione	Provincia	Indirizzo	Uso attuale
31	Ristorante	San Pietro	1935-38	Mario Labò	Genova	Genova	via Brigate Partigiane	Stazione di servizio
32	Scuola	Liceo Andrea Doria	1935-37	Carlo Canella	Genova	Genova	via Diaz	Liceo Andrea Doria
33	Palazzo Ottocentesco	Questura	1935-37	Alfredo Fineschi	Genova	Genova	via Diaz	Questura
34	Sede del Gruppo Rionale fascista	Generale Tellini	1935-39	Mario Angelini	Genova	Genova	via Saluzzo	Caserma della Polizia Stradale di Genova
35	Casa Littoria	Nicola Bonservizi	1936-38	Luigi Carlo Daneri	Genova	Genova	via Chighizola	Sede di Asoociazioni e residenza
36	Palazzo Ottocentesco	Istituto Alessandro Bruschettini	1936-37	Alfredo Fineschi	Genova	Genova	via Isonzo	Istituto Alessandro Bruschettini
37	Scuola	Scuola della Gioventù Italiana del Littorio	1937	Camillo Nardi Greco, Lorenzo Castello	Genova	Genova	corso Montegrappa	Edificio Universitario
38	Casa Littoria	Pierino Negrotto Cambiaso	1937-38	Mirco Dapelo, Raffaele Bruno	Genova	Genova	piazza Sciesa	Stazione dei carabinieri
39	Colonia montana	Montemaggio	1937-38	Camillo Nardi Greco	Savignone, Montemaggio	Genova	strada Vicinale Colonia	Nessuno
40	Edificio	Casa del mutilato	1937-39	Eugeno Fuselli	Genova	Genova	corso Saffi	Museo
41	Villa	-	1937-39	-	Sestri Levante	Genova	Lungomare De Scalzi	Abitazione
42	Colonia marina	Burgo	1938	Ufficio tecnico cartiere Burgo	Moneglia	Genova	via burgo	Nessuno
43	Sede del Gruppo Rionale fascista	Federico Florio	1938	Mario Angelini	Genova	Genova	via San Martino	Stazione dei carabinieri
44	Sede del Gruppo Rionale fascista	Randaccio	1938-39	Renato Bonistalli	Genova	Genova	piazza Rizzolio	Commissariato Polizia Cornigliano
45	Colonia montana	Rinaldo Piaggio	1938-39	Luigi Carlo Daneri	Santo Stefano D'Aveto	Genova	viale Arnaldo Piaggio	Presidio socio sanitario
46	Palazzo	Sede Regio Automobil	1939	Camillo Nardi	Genova	Genova	via Brigate	Sede dell'Automobil

	Tipologia	Denominazione	Anno	Progettista	Localizzazione	Provincia	Indirizzo	Uso attuale
		Club d'Italia (RACI)		Greco, Lorenzo Castello			Partigiane	Club Italiano (ACI)
47	Palestra	Soc. Rubattino	1939	E. Pavolini	Genova	Genova	via Saluzzo	Palestra
48	Casa della madre e del Bambino	-	1939-40	Camillo Nardi Greco, Lorenzo Castello	Genova	Genova	via Reti	Asilo nido
49	Casa Littoria	Silvio Vaga	1939-41	Giuseppe Glendi	Genova	Genova	via Don Verità	Stazione dei carabinieri di Voltri
50	Palazzo	Casa Luigi Razza	1939-41	-	Genova	Genova	corso Quadrio	Casa 25 Aprile 1945
51	Stazione	Quarto dei Mille	1939-41	Roberto Narducci	Genova	Genova	piazza Sivelli	Stazione
52	Palazzo	Municipio Zoagli	1948-50	Francesco Ghilardi	Zoagli	Genova	piazza XXVI Dicembre	Municipio
53	Palazzo	Saiwa	1950	-	Genova	Genova	corso Gastaldi	Edificio Universitario
54	Complesso ospedaliero	Centro Antitubercolare	-	-	Recco	Genova	-	-
55	Palazzo Ottocentesco	Oleificio Sasso	1923	Alfonso Scholl	Imperia	Imperia	via De Sonnaz 21	-
56	Stabilimento balneare	Morgana	1930-36	Aldo Morando	Sanremo	Imperia	corso Trento e Trieste 16	Stabilimento balneare
57	Stazione	San Lorenzo Cipressa	1937	-	San Lorenzo al mare	Imperia	via Aurelia	Stazione
58	Palazzo	Palazzo delle Poste	1937	Cesare Bazzani	Sanremo	Imperia	via Roma	Palazzo delle Poste
59	Palazzo	Municipio Ventimiglia	1938	Bosio Trucchi	Ventimiglia	Imperia	piazza della Libertà	Municipio
60	Stazione	Ventimiglia	1947	Ufficio tecnico Ministero delle Comunicazioni	Ventimiglia	Imperia	piazza Battisti	Stazione
61	Palazzo Ottocentesco	Municipio Imperia	1948	Armando Titta	Imperia	Imperia	corso Matteotti	Municipio
62	Palazzo	Sede del Genio Civile	1950-53	-	Imperia	Imperia	viale Matteotti	Sede del Genio Civile

	Tipologia	Denominazione	Anno	Progettista	Localizzazione	Provincia	Indirizzo	Uso attuale
63	Palazzo	Capitaneria di Porto	1950-55	-	Imperia	Imperia	piazza Bixio	Capitaneria di Porto
64	Palazzo	-	1930-40	-	Sarzana	La Spezia	via Luigi Neri	Abitazione
65	Teatro	Teatro Civico	1931-32	Franco Oliva	La Spezia	La Spezia	via Persico	Teatro
66	Scuola	Scuola delle Grazie	1932-33	Giorgio Guidugli	Portovenere	La Spezia	via Roma	Scuola
67	Stabilimento balneare	-	1933	Aldo Morbelli, Carlo Nasi, Vittorio Bonadè Bottino	Levanto	La Spezia	piazza Colombo	Stabilimento balneare
68	Sede dell'Opera Nazionale Balilla	-	1934-36	Manlio Costa	La Spezia	La Spezia	viale Amendola	Liceo Pacinotti e sede della Provincia
69	Casa Littoria	-	1934-37	Franco Oliva	Lerici	La Spezia	via Bacigalupi	Palazzo Civico
70	Colonia marina	Olivetti	1936-38	-	Sarzana	La Spezia	viale Litoraneo	Nessuno
71	Casa Littoria	-	1938-40	Franco Oliva	La Spezia	La Spezia	piazza Europa	Palazzo Civico
72	Palazzo Ottocentesco	Banca d'Italia	1938-42	Rocco Giglio	La Spezia	La Spezia	via Sant'Antonio	Banca d'Italia
73	Palazzo Ottocentesco	Sede dell'Agenzia delle Entrate	1942-55	Giorgio Guidugli	La Spezia	La Spezia	piazza Europa	Sede dell'Agenzia delle Entrate
74	Villa	Casa Mazzotti	1929-34	Nicolaj Diulgheroff	Albissola Marina	Savona	corso Matteotti	Museo
75	Palazzo	Palazzo delle Poste	1931-33	Roberto Narducci	Savona	Savona	piazza Diaz	Palazzo delle Poste
76	Palazzo	Fabbrica Mazzotti	1934	Vittorio Fabris	Albissola Marina	Savona	corso Matteotti	Fabbrica
77	Palazzo	Caserma Milizia Sicurezza Naz. "Premuda"	1938	Riccardo De Martillero	Savona	Savona	corso Ricci	Caserma della Polizia Stradale di Savona
78	Casa Littoria	-	1938-39	Marcello Campora	Savona	Savona	piazza Saffi	Prefettura
79	Stazione	Finale Ligure	-	-	Finale Ligure	Savona	-	Stazione

A.1. GENOVA


Genova
Savona
La Spezia
Imperia
10
1
34
13
37
11
24-28
4
12
44
19-23
2
29
30
40
31
36
39
18
9
3
33
32
17
5
45

[1] - [5] Piazza della Vittoria

Anno: 1927-39
Progettista: Cristoforo Ginatta (Palazzo Nafta); Marcello Piacentini (palazzoINPS); Beniamino Bellati e Giovanni Dazzi (Palazzo Jacazio); Marcello Piacentini e Aldo Campora (Palazzo Garbarino e Sciaccaluga); Giuseppe Tallero (palazzoAngiolini)
Localizzazione: Genova, piazza della Vittoria

[6] Casa Littoria

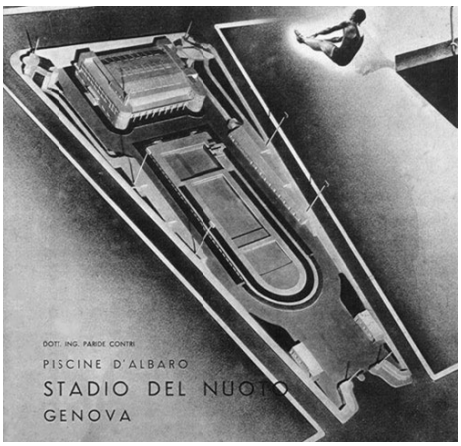
Anno: 1928
Progettista: Gugliada
Localizzazione: Genova, via Moresco 1
Uso attuale: Stazione dei carabinieri

[7] Sede dell'Opera Nazionale Balilla

Anno: 1929-30
Progettista: Giuseppe Crosa di Vergagni
Localizzazione: Genova, via Cesarea 14
Uso attuale: Sede di uffici pubblici, laboratorio regionale di restauro e teatro

[8] Stadio comunale del nuoto

Anno: 1930-35
Progettista: Paride Contri
Localizzazione: Genova, p.zza Dunat 4
Uso attuale: Piscine d'Albaro



[9] Palazzo degli uffici finanziari

Anno: 1931
Progettista: Carlo Canella
Localizzazione: Genova, via Fiume
Uso attuale: Sede dell'Agenzia delle Entrate

[10] Complesso ospedaliero Gaslini

Anno: 1931-38
Progettista: Angelo Crippa, Aldo Zuccarelli
Localizzazione: Genova, largo Gaslini 5
Uso attuale: Ospedale

[11] Casa del fascio secondogenito

Anno: 1932-33
Progettista: Raffaele Bruno
Localizzazione: Genova, via Carzino 2
Uso attuale: Sede della Società Operaia di mutuo Soccorso
"Universale G. Mazzini"

[12] Colonia montana di Renesso

Anno: 1933
Progettista: Camillo Nardi Greco, Alfredo Fineschi
Localizzazione: Savignone, Renesso (GE)
Uso attuale: Nessuno

[13] Sede del gruppo rionale fascista "M.Cavagnaro"

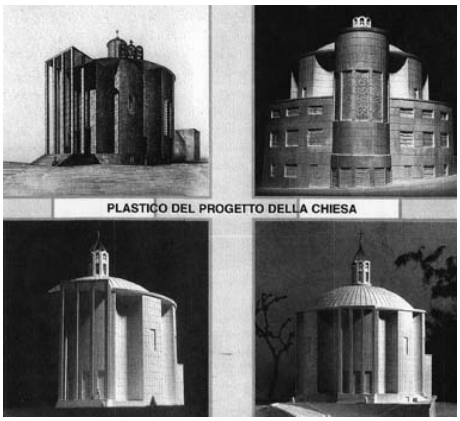
Anno: 1933-34
Progettista: Braccialini Mario, Angelini Mario
Localizzazione: Genova, via Da Persico 1a
Uso attuale: Commissariato della Polizia di stato di Sestri Ponente

[14] Scuola Armando Diaz

Anno: 1933-34
Progettista: Carlo Canella
Localizzazione: Genova, via Battisti 5
Uso attuale: Scuola

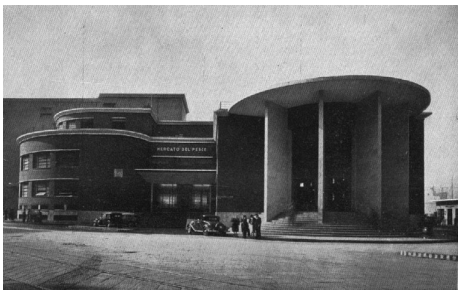
[15] Chiesa di San Marcellino

Anno: 1933-35
Progettista: Luigi Carlo Daneri
Localizzazione: Genova, via Bologna 8
Uso attuale: Chiesa



[16] Mercato del pesce

Anno: 1933-35
Progettista: Mario Braccialini
Localizzazione: Genova, corso Quadrio 1
Uso attuale: Mercato del pesce



[17] Mercato dei fiori

Anno: 1934
Progettista: Paride Contri
Localizzazione: Genova, corso Buenos Aires
Uso attuale: Demolito

[18] Casa dello studente

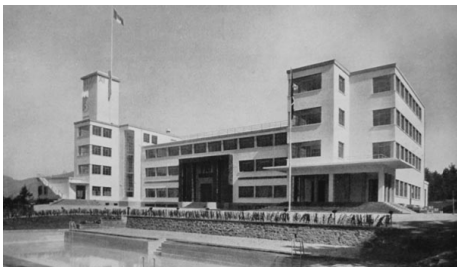
Anno: 1934
Progettista: Mario Braccialini, mario Angelini
Localizzazione: Genova, corso Gastaldi 25
Uso attuale: Casa dello studente

[19] Casa del fascio "Cesare Battisti"

Anno: 1934
Progettista: Beniamino Bellati
Localizzazione: Genova, via Marina di Robillant 4
Uso attuale: Commissariato della Polizia di Stato

[20] Colonia montana di Rovegno

Anno: 1934
Progettista: Camillo Nardi Greco
Localizzazione: Rovegno Pietranera (GE), Strada Provinciale di Pietranera
Uso attuale: Nessuno

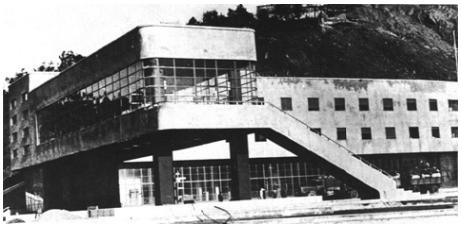


[21] Ristorante La Marinella

Anno: 1934-35
Progettista: Giacomo Carlo Nicoli
Localizzazione: Genova, passeggiata Anita Garibaldi 18
Uso attuale: Ristorante

[22] Autocamionale Genova-Valle del Po

Anno: 1934-35
Progettista: Giorgio Calza Bini
Localizzazione: Genova, piazza camionale 2
Uso attuale: Sede uffici e centro di manutenzione dell'autostrada A7 Genova-Serravalle



[23] Casa littoria

Anno: 1934-36
Progettista: -
Localizzazione: Genova, via Zamperini 11
Uso attuale: Sede Società mutuo soccorso "Fratellanza Bolzaneto"

[24] Villa De Scalzi

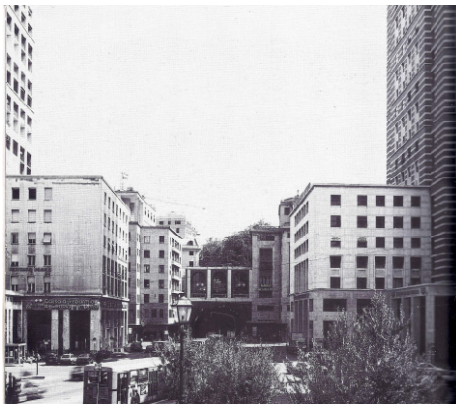
Anno: 1934-37
Progettista: Lodovico De Scalzi
Localizzazione: Genova, via Campanella 3
Uso attuale: Abitazione

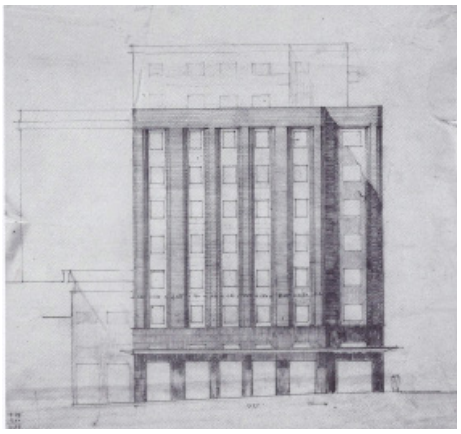
[25] Colonia marina permanente "Gustavo Fara"

Anno: 1935-36
Progettista: Camillo Nardi Greco
Localizzazione: Chiavari (GE), via Preli 15
Uso attuale: Casa 25 Aprile 1945

[26] - [30]Piazza Dante

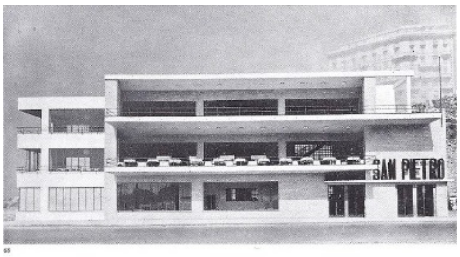
Anno: 1934-40
Progettista: Giulio Zappa (ingresso Galleria Colombo); Giuseppe Crosa di Vergagni (palazzo Terzano); Giuseppe Rosso (Grattacielo Nord); Marcello Piacentini e Angelo Invernizzi (Grattacielo Sud); Gino Cipriani (palazzo INA); Aldo Zuccarelli (palazzo Gaslini)
Localizzazione: Genova, piazza Dante

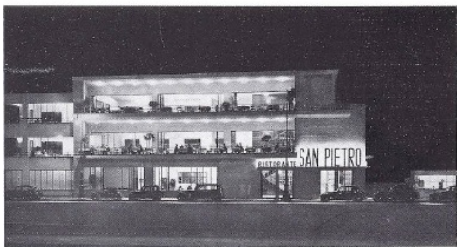




[31] Ristorante San Pietro

Anno: 1935-38
Progettista: Mario Labò
Localizzazione: Genova, via Brigate Partigiane 19/21
Uso attuale: Uffici e parzialmente in disuso





[32] Liceo Andrea Doria

Anno: 1935-37
Progettista: Carlo Canella
Localizzazione: Genova, via Diaz
Uso attuale: Liceo Andrea Doria

[33] Questura

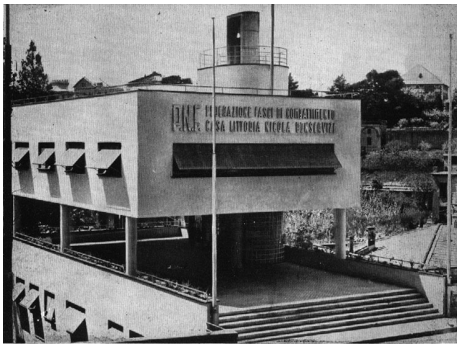
Anno: 1935-37
Progettista: Alfredo Fineschi
Localizzazione: Genova, via Diaz
Uso attuale: Questura

[34] Gruppo rionale fascista "Generale Tellini"

Anno: 1935-39
Progettista: Mario Angelini
Localizzazione: Genova, via Saluzzo 1
Uso attuale: Caserma della Polizia stradale di Genova

[35] Casa rionale littoria "Nicola Bonservizi"

Anno: 1936-38
Progettista: Luigi Carlo Daneri
Localizzazione: Genova, via Chighizola 3
Uso attuale: Sede di associazioni e residenza



[36] Istituto Alessandro Bruschettini

Anno: 1936-37
Progettista: Alfredo Fineschi
Localizzazione: Genova, via Isonzo 6
Uso attuale: Istituto Alessandro Bruschettini

[37] Scuola della Gioventù Italiana del littorio

Anno: 1937
Progettista: Camillo Nardi Greco, Lorenzo Castello
Localizzazione: Genova, corso Montegrappa 39
Uso attuale: Edificio Universitario (disuso)

[38] Casa littoria

Anno: 1937-38
Progettista: Mirco Dapelo, Raffeaele Bruno
Localizzazione: Genova, piazza Sciesa 18
Uso attuale: Caserma dei Carabinieri

[39] Colonia montana di Montemaggio

Anno: 1937-38
Progettista: Camillo Nardi Greco
Localizzazione: Savignone, Montemaggio Colonia (GE), Strada Vicinale Colonia
Uso attuale: Nessuno

[40] Casa del mutilato

Anno: 1937-39
Progettista: Eugenio Fuselli
Localizzazione: Genova, corso Saffi 1
Uso attuale: Museo e uffici

[41] Villa

Anno: 1937-39
Progettista: -
Localizzazione: Sestri Levante (GE), Lungomare De Scalzi
Uso attuale: Abitazione

[42] Colonia marina Burgo

Anno: 1938
Progettista: Ufficio Tecnico cartiere Burgo
Localizzazione: Moneglia (GE), via Burgo 9/11
Uso attuale: -

[43] Gruppo rionale fascista "Federico Florio"

Anno: 1938
Progettista: Mario Angelini
Localizzazione: Genova, via San Martino 14
Uso attuale: Stazione dei Carabinieri "Mario Tosa"

[44] Sede del Gruppo rionale fascista "Randaccio"

Anno: 1938-39
Progettista: Renato Bonistalli
Localizzazione: Genova, piazza Rizzolio
Uso attuale: Commissariato della Polizia di stato di Cornigliano

[45] Colonia montana "Rinaldo Piaggio"

Anno: 1938-39
Progettista: Luigi Carlo Daneri
Localizzazione: Santo Stefano D'Aveto (GE)
Uso attuale: Presidio socio-sanitario

[46] Sede del Regio Automobil club d'Italia (RACI)

Anno: 1939
Progettista: Camillo Nardi Greco, Lorenzo Castello
Localizzazione: Genova, viale Brigate Partigiane 1a
Uso attuale: Autonobil Club d'Italia (ACI)

[47] Palestra della Società ginnastica Raffaele Rubattino

Anno: 1939
Progettista: E. Pavolini
Localizzazione: Genova, via Saluzzo 17c
Uso attuale: Palestra

[48] Casa della madre e del bambino

Anno: 1939-40
Progettista: Camillo Nardi Greco, Lorenzo Castello
Localizzazione: Genova, via Reti 25b
Uso attuale: Asilo nido

[49] Casa littoria del gruppo "Silvio Vaga"

Anno: 1939-41
Progettista: Giuseppe Glendi
Localizzazione: Genova, via Don Verità 2c
Uso attuale: Stazione dei Carabinieri di Voltri

[50] Casa Luigi Razza

Anno: 1939-41
Progettista: -
Localizzazione: Genova, corso Quadrio 10
Uso attuale: Casa 25 Aprile 1945

[51] Stazione di Genova Quarto dei Mille

Anno: 1939-41
Progettista: Roberto Narducci
Localizzazione: Genova, piazza Sivelli
Uso attuale: Stazione

[52] Municipio

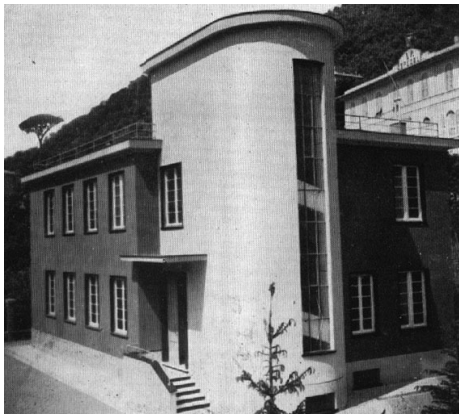
Anno: 1948-50
Progettista: Francesco Ghilardi, Mario Motta
Localizzazione: Zoagli (GE), Piazza XXVII Dicembre 2
Uso attuale: Municipio

[53] Edificio Saiwa

Anno: 1950
Progettista: -
Localizzazione: Genova, corso Gastaldi 161r
Uso attuale: Edificio Universitario (parzialmente in disuso)

[54] Centro Antitubercolare

Anno: -
Progettista: -
Localizzazione: Recco (GE)
Uso attuale: -



A.2. IMPERIA

Genova
Savona
La Spezia
Imperia
55
58
61
57
IMPERIA
MARE LIGURE

[55] Oleificio Sasso

Anno: 1923
Progettista: Alfonso Scholl
Localizzazione: Imperia, via De Sonnaz 21
Uso attuale: -

[56] Stabilimento balneare Morgana

Anno: 1930-36
Progettista: Aldo Morando
Localizzazione: Sanremo (IM), corso Trento e Trieste 16
Uso attuale: Stabilimento balneare

[57] Stazione ferroviaria di San Lorenzo-Cipressa

Anno: 1937
Progettista: Ufficio tecnico del Ministero
Localizzazione: San Lorenzo al mare (IM), via Aurelia
Uso attuale: Stazione ferroviaria

[58] Palazzo delle Poste

Anno: 1937
Progettista: Cesare Bazzani
Localizzazione: Sanremo (IM), via Roma 28
Uso attuale: Palazzo delle Poste

[59] Municipio

Anno: 1938
Progettista: Bosio, Trucchi
Localizzazione: Ventimiglia (IM), piazza della Libertà 1
Uso attuale: Municipio

[60] Stazione ferroviaria di Ventimiglia

Anno: 1947
Progettista: Ufficio Tecnico Ministero delle comunicazioni
Localizzazione: Ventimiglia (IM), piazza Battisti 12
Uso attuale: Stazione ferroviaria

[61] Municipio

Anno: 1948-50
Progettista: Armando Titta
Localizzazione: Imperia, corso Matteotti 157
Uso attuale: Municipio

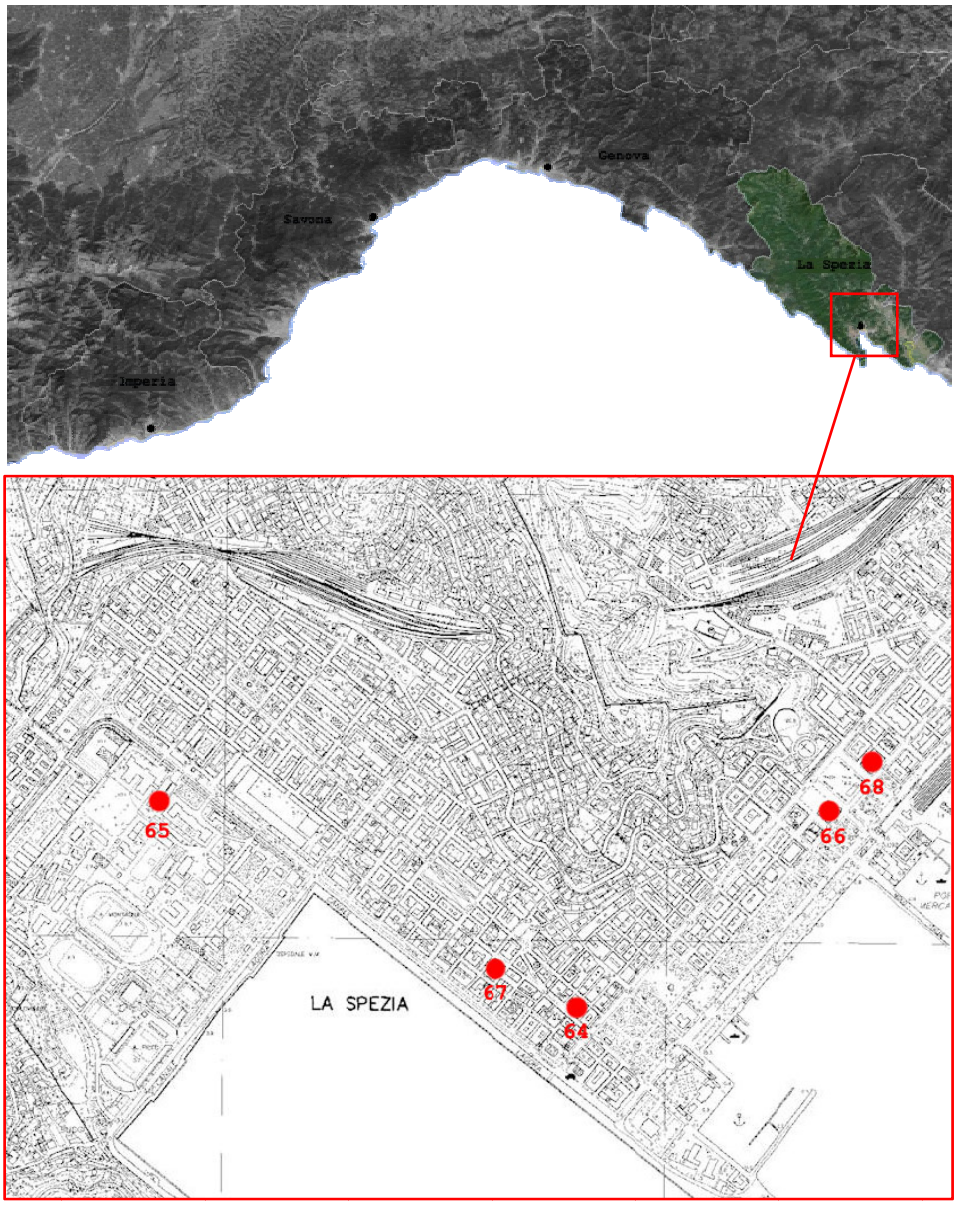
[62] Sede del Genio Civile

Anno: 1950-53
Progettista: -
Localizzazione: Imperia, Porto Maurizio, viale Matteotti 50
Uso attuale: Sede del Genio Civile

[63] Capitaneria di porto

Anno: 1950-55
Progettista: -
Localizzazione: Imperia, Oneglia, piazza Bixio 14
Uso attuale: Capitaneria di Porto

A.3. La Spezia



[64] Edificio di abitazioni

Anno: 1930-40
Progettista: -
Localizzazione: Sarzana (SP), via Luigi Neri 16
Uso attuale: Abitazione

[65] Teatro civico

Anno: 1931-32
Progettista: Franco Oliva
Localizzazione: La Spezia, via Persico
Uso attuale: Teatro

[66] Scuola delle Grazie

Anno: 1932-33
Progettista: Giorgio Guidugli
Localizzazione: Portovenere (SP), via Roma 6
Uso attuale: Scuola elementare

[67] Stabilimento balneare e casinò

Anno: 1933
Progettista: Aldo Morbelli, Carlo Nasi, Vittorio Bonadè Bottino
Localizzazione: Levanto (SP), piazza Colombo
Uso attuale: Stabilimento balneare

[68] Casa del balilla

Anno: 1934-36
Progettista: Manlio Costa
Localizzazione: La Spezia, viale Amendola 9
Uso attuale: Liceo “Pacinotti” e sede della Provincia

[69] Palazzo del Littorio

Anno: 1934-37
Progettista: Franco Oliva
Localizzazione: Lerici (SP), via Bacigalupi 9
Uso attuale: Palazzo Civico

[70] Colonia marina Olivetti

Anno: 1936-38
Progettista: -
Localizzazione: Sarzana, Marinella (SP), viale Litoraneo 110
Uso attuale: Nessuno

[71] Palazzo del littorio

Anno: 1938-40
Progettista: Franco Oliva
Localizzazione: La Spezia, piazza Europa 1
Uso attuale: Palazzo Civico

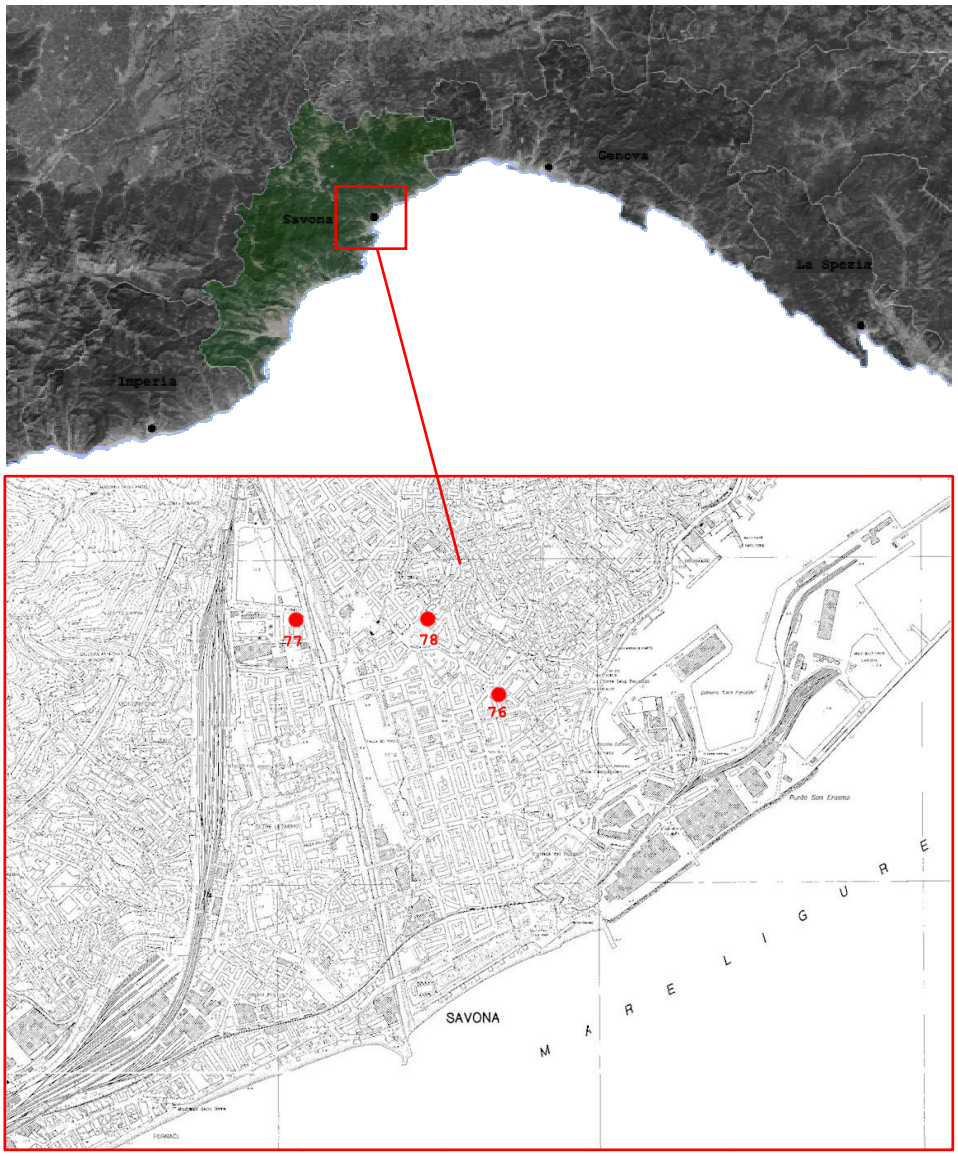
[72] Banca d'Italia

Anno: 1938-42
Progettista: Rocco Giglio
Localizzazione: La Spezia, via Sant'Antonio 19
Uso attuale: Banca d'Italia

[73] Sede dell'Agenzia delle entrate

Anno: 1942-55
Progettista: Giorgio Guidugli
Localizzazione: La Spezia, piazza Europa 11
Uso attuale: Sede dell'Agenzia delle Entrate

A.4. SAVONA



[74] Casa Mazzotti

Anno: 1929-34
Progettista: Nicolaj Diulgheroff
Localizzazione: Albissola Marina (SV), corso Matteotti 23
Uso attuale: Edificio commerciale e uffici

[75] Palazzo delle Poste

Anno: 1931-33
Progettista: Roberto Narducci
Localizzazione: Savona, piazza Diaz 9
Uso attuale: Palazzo delle Poste

[76] Fabbrica Mazzotti

Anno: 1934
Progettista: Vittorio Fabris
Localizzazione: Albissola Marina (SV), corso Matteotti 29 Uso attuale: Fabbrica

[77] Caserma della Milizia volontaria di sicurezza nazionale "Premuda"

Anno: 1938
Progettista: Riccardo De Martillero
Localizzazione: Savona, corso Ricci 40
Uso attuale: Caserma di Polizia stradale

[78] Palazzo Littorio

Anno: 1938-39
Progettista: Marcello Campora
Localizzazione: Savona, p.zza Saffi
Uso attuale: Prefettura

[79] Stazione ferroviaria Finale Ligure

Anno: -
Progettista: -
Localizzazione: -
Uso attuale: Stazione ferroviaria

LE CAMPAGNE DIAGNOSTICHE IN SITU

Allegato B

B.1. LE INDAGINI EFFETTUATE

Lo studio delle strutture in conglomerato cementizio armato, non può prescindere dalla conoscenza delle caratteristiche meccaniche dei materiali, calcestruzzo e acciaio. Tale asserzione risulta ancor più vera quando si ha a che fare con edifici storici, come quelli del Razionalismo Italiano, che presentano oggi problematiche di vetustà e degrado, che possono avere alterato le caratteristiche dei materiali, che già in origine possedevano una qualità scadente in relazione allo scarso controllo che si aveva della tecnica costruttiva, da poco diffusasi nel campo delle costruzioni.
La caratterizzazione meccanica dei materiali presenta però difficoltà oggettive, sia di carattere logistico che economico. Le metodologie proposte in letteratura, e richiamate dai Codici Normativi Internazionali, tra cui anche le N.T.C. 2008, si possono suddividere in prove dirette ed indirette. Queste ultime, seppur caratterizzate da un minor impatto sulla struttura, devono sempre essere utilizzate a corollario delle prove dirette, alle quali viene demandato il ruolo principale per la valutazione della resistenza a compressione. Questo aspetto, sancito chiaramente dalla Norma Tecnica assume, in relazione a calcestruzzi storici, come quelli utilizzati intorno agli anni '30 e '40, ulteriori valenze, in quanto le curve di correlazione adottate per diversi metodi indiretti, sono basate su calcestruzzi di moderna concezione che differiscono normalmente dal mix design del calcestruzzo adottato in passato.
Ma, allo stesso tempo, se le prove di schiacciamento su carote estratte dal tessuto originario, costituiscono la metodologia di indagine più accreditata e necessaria al fine di tarare correttamente le curve di correlazione delle indagini indirette, è pur vero che la metodologia di prova pone notevoli problemi di salvaguardia nei confronti dell'impianto originale e problemi di costo, in relazione al numero di campioni necessari alle prove. L'alterazione, seppur localizzata, degli elementi strutturali, più o meno degradati dal tempo e realizzati con materiali di resistenza sconosciuta, suscita perplessità e difficoltà operative, soprattutto nel caso di edifici sottoposti a tutela, come sono la maggior parte dei manufatti Razionalisti nel nostro paese (i manufatti analizzati sono tutti sottoposti alle disposizioni di tutela ai sensi del D.Lgs. 22 gennaio 2004, n.42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", Parte Seconda).

Per queste ragioni, le odierne metodologie di indagine sono orientate a prove di tipo indiretto o non distruttivo, tali cioè da permettere la determinazione sperimentale di grandezze fisiche indirettamente correlate ai parametri meccanici ricercati, senza compromettere l'integrità della struttura.
Per quanto riguarda il calcestruzzo, il metodo ritenuto più attendibile è il Sonreb, basato sulla combinazione tra i dati emersi dalle prove ultrasoniche e quelli delle prove sclerometriche. La combinazione dei due risultati, ottenuti separatamente e mediati su un certo numero di saggi ricavati nella stessa area, conduce alla stima di un dato sufficientemente attendibile.
Recenti studi hanno, infatti, dimostrato, attraverso il confronto con risultati ottenuti da indagini di tipo diretto, che il metodo Sonreb, seppur basato su due tecniche diagnostiche che si rifanno a curve di correlazione tarate su calcestruzzi di recente fabbricazione, è valido anche per calcestruzzi storici (Augusti *et al.* 2004). La metodologia deve però essere depurata da quelle incertezze che falsano in maniera evidente i singoli risultati, sia delle prove sclerometriche che di quelle ultrasoniche, ovvero deve essere inquadrata in un programma di diagnosi che tenga conto delle possibili alterazioni chimico-fisiche subite dai materiali nel corso del tempo e delle condizioni ambientali in cui viene effettuata la prova.
Pertanto, sono state eseguite prove non distruttive di tipo indiretto su alcuni elementi strutturali degli edifici oggetto di studio: prove sclerometriche e prove ultrasoniche, i cui risultati sono stati combinati, successivamente, con il metodo Sonreb.
Tali metodi sono supportati da una vasta e consolidata letteratura ed hanno trovato, in molti paesi, un riconoscimento ed inquadramento normativo.
I valori dell'indice di rimbalzo, ottenuti con la prova sclerometrica, sono, in generale, confrontabili con la resistenza caratteristica cubica a compressione del calcestruzzo attraverso delle curve di correlazione che tengono conto della durezza dell'aggregato lapideo, della finitura e compattazione dello strato corticale, della stagionatura superficiale.
In Figura B. 1 si riporta la curva di correlazione utilizzata per determinare R_c in funzione dell'Indice di rimbalzo: si distinguono diverse curve in funzione dell'angolo di inclinazione dello strumento durante la prova, che, nel nostro

caso, è stato tenuto in posizione orizzontale, pertanto, si è fatto riferimento alla curva definita per α=0.

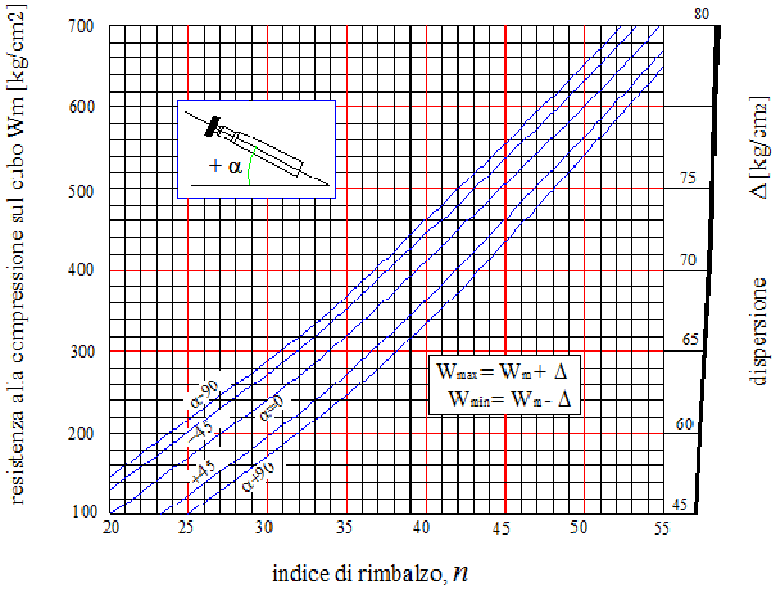


Figura B. 1. Curve di correlazione tra l'Indice di rimbalzo e resistenza cubica R_c del calcestruzzo

Attraverso la rilevazione dei tempi di trasmissione, invece, viene calcolata la velocità delle onde ultrasoniche, che, a sua volta, è correlata al modulo elastico dinamico E_d del calcestruzzo, mediante la relazione:

$$V = \sqrt{\frac{E_d(1-\upsilon)}{\rho(1+\upsilon)(1-2\upsilon)}} \qquad \text{(B.1)}$$

dove ν è il modulo di Poisson dinamico, ρ è la densità di massa in kg/m^3.
I dati delle prove ultrasoniche sono stati elaborati per determinare la resistenza cubica R_{cub} a partire dalla velocità media *v* delle onde ultrasoniche, facendo riferimento alla norma belga NBN B15-229/1976 che propone la seguente relazione:

$$R_{cub} = 1,8 \cdot 10^{-21} \cdot v^{6,184} \qquad \text{(B.2)}$$

Per compensare gli errori commessi con le due metodologie di indagine, è stato applicato il metodo combinato Sonreb, che, mediante delle correlazioni tra il valore dell'Indice Sclerometrico medio e la Velocità media delle onde Ultrasoniche, permette di ricavare la resistenza cubica a compressione del calcestruzzo R_c.
In letteratura esistono numerose espressioni per le correlazioni; nel caso in esame è stato fatto riferimento a quelle riportate di seguito, dove *R* è l'Indice sclerometrico medio e *V* è la Velocità ultrasonica media:

$R_c = 7.695*10^{-11}\ R^{1.4}\ V^{2.6}$	[MPa, m/s]	R. Giacchetti, L. Lacquaniti (1980)	(B.3)
$R_c = 2.86*10^{-2}\ R^{1.246}\ V^{1.85}$	[MPa, km/s]	J. Gasparik (1984)	(B.4)
$R_c = 1.2*10^{-9}\ R^{1.058}\ V^{2.446}$	[MPa, m/s]	A. Di Leo, G. Pascale (1994)	(B.5)
$R_c = 1.53*10^{-3}(R^{13}V^{4})^{0.611}$	[MPa, km/s]	E. Arioglu, O. Oyluoglu (1996)	(B.6)
$R_c = 4.40*10^{-7}(R^{2}V^{3})^{0.5634}$	[MPa, m/s]	E. Del Monte et al. (2004)	(B.7)

Si sottolinea, infine, come i casi studio siano stati analizzati come prototipi, pertanto, non si è scesi ad un livello di conoscenza necessario ad una verifica di dettaglio sul manufatto, ma i dati ricavati dalle campagne diagnostiche effettuate sono serviti da utile riferimento per stimare sommariamente le caratteristiche di resistenza a compressione del calcestruzzo utilizzato, essenziale ai fini delle verifiche strutturali parametriche.
Le campagne diagnostiche sono state effettuate mediante gli strumenti messi a disposizione dal Laboratorio Ufficiale dei Materiali da Costruzione del Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica e Ambientale (DICCA) dell'Università degli Studi di Genova.

B.2. CASA DEL FASCIO A GENOVA BOLZANETO (GE)

B.2.1. La localizzazione della campagna diagnostica

Per la limitata disponibilità di accesso ed intervento nei locali, si sono localizzate le indagini negli ambienti più grezzi, dove, l'assenza di intonaci superficiali, ha permesso di effettuare le prove senza scrostamenti preventivi.
Le prove si sono svolte su alcuni elementi del piano Seminterrato e della Torre Littoria. Per la nomenclatura degli elementi si è fatto riferimento alla numerazione impostata dal codice di calcolo ad elementi finiti SAP 2000, utilizzato nelle analisi statiche e dinamiche della struttura. Al riguardo, si rimanda alle planimetrie strutturali (Figura 4.4).

Figura B. 2. Le indagini diagnostiche effettuate: a)prova sclerometrica; b) prova pacometrica; c) e d) prova ultrasonica

I punti di indagine sono stati i seguenti:

Pilastro 109

Localizzazione: Piano Seminterrato (PS);
Dimensioni: 40x40x290 cm;
Prove effettuate: Pacometriche e ultrasoniche;
Stato di conservazione: Buono.
Per mezzo della prova pacometrica, è stato possibile individuare 8 ferri, 3 per ogni lato del pilastro, di diametro pari a circa 20 mm. Si è inoltre individuata a posizione delle staffe, di diametro pari a circa 10 mm e passo medio 23 cm (Figura B. 3).

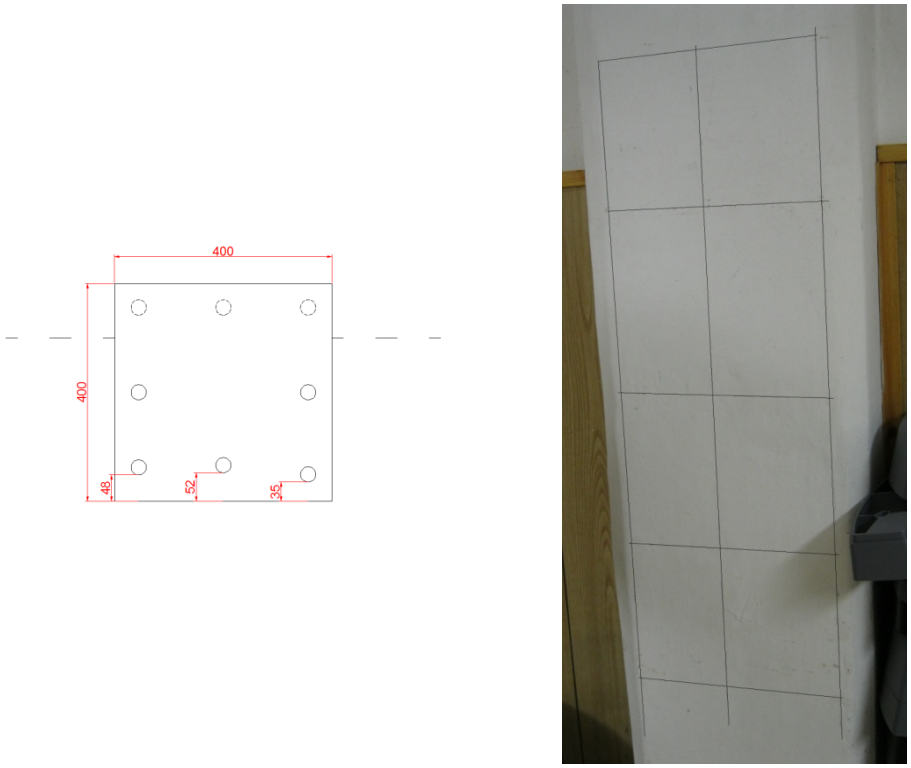


Figura B. 3. Pilastro 109. Dimensioni e posizione dei ferri di armatura rilevati

Pilastro 121

Localizzazione: Piano Seminterrato (PS);

Dimensioni: 60x60x290 cm;
Prove effettuate: Pacometriche, ultrasoniche e sclerometriche;
Stato di conservazione: Buono.
Per mezzo della prova pacometrica, è stato possibile individuare 12 ferri, 4 per ogni lato del pilastro, di diametro pari a circa 20 mm. Si è inoltre individuata a posizione delle staffe, di diametro pari a circa 10 mm e passo medio 20 cm.
In questo pilastro è stata riscontrata una particolarità nella disposizione dei ferri longitudinali: se da un lato il copriferro è risultato pari a circa 35 mm, misura classica per un elemento di queste dimensioni, dall'altro, lo strumento ha rilevato una profondità dei ferri pari a circa 85 mm.
La prova sclerometrica è stata effettuata su tre diversi punti del pilastro, così come indicato nella Figura B. 4.

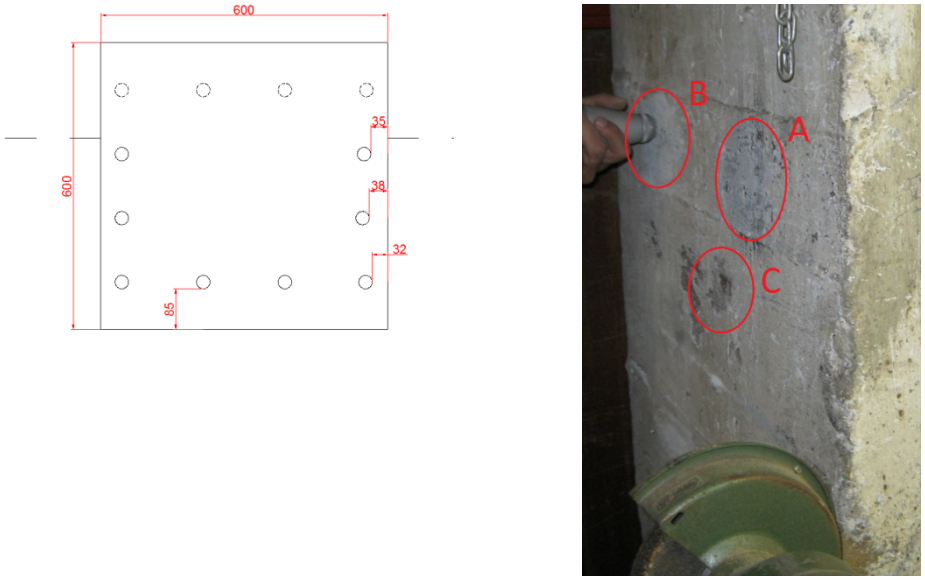


Figura B. 4. Pilastro 121. Dimensioni e posizione dei ferri di armatura rilevati; localizzazione dei punti delle prove sclerometriche

Pilastro 122

Localizzazione: Piano Seminterrato (PS);
Dimensioni: 60x60x290 cm;
Prove effettuate: Pacometriche;

Stato di conservazione: Buono.
Per mezzo della prova pacometrica, è stato possibile individuare 12 ferri, 4 per ogni lato del pilastro, di diametro pari a circa 20 mm. Si è inoltre individuata a posizione delle staffe, di diametro pari a circa 10 mm e passo medio 20 cm (Figura B. 5).

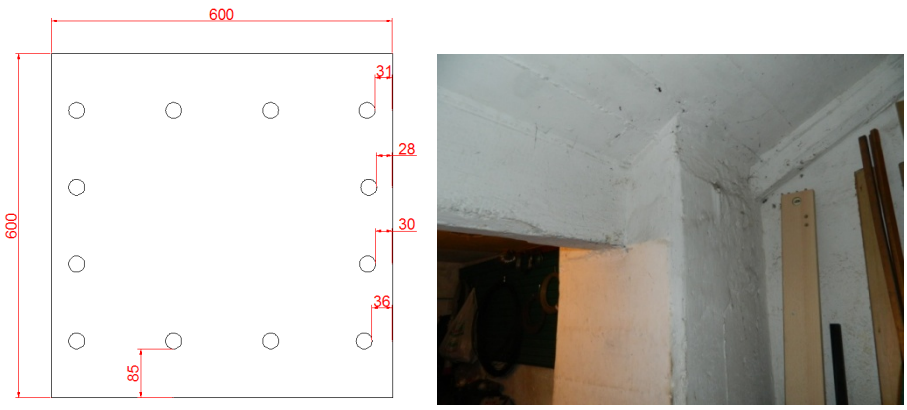


Figura B. 5. Pilastro 122. Dimensioni e posizione dei ferri di armatura rilevati

Trave 442 (trave secondaria)
Localizzazione: Piano Seminterrato (PS);
Prove effettuate: Pacometriche, Ultrasoniche e Sclerometriche;
Stato di conservazione: Buono.
Per mezzo della prova pacometrica, è stato possibile individuare un diametro delle staffe pari a 6 mm e un passo pari a 25 cm circa (Figura B. 6).

Trave 437 (trave principale)
Localizzazione: Piano Seminterrato (PS);
Prove effettuate: Pacometriche, ultrasoniche e sclerometriche;
Stato di conservazione: Buono.
Per mezzo della prova pacometrica, è stato possibile individuare un diametro delle staffe pari a 6 mm e un passo pari a 10 cm circa. L'armatura al lembo inferiore della trave è risultata costituita da 3 ferri longitudinali (Figura B. 6).

Figura B. 6. Trave 442 e 437. Localizzazione delle travi al piano Seminterrato

Trave 393

Localizzazione: Torre Littoria (P1T);
Prove effettuate: Pacometriche e sclerometriche;
Stato di conservazione: Discreto.
Per mezzo della prova pacometrica, è stato possibile individuare 2 ferri longitudinali di diametro pari a circa 20 mm, sia al lembo inferiore che a quello superiore (Figura B. 7).

Trave 79

Localizzazione: Torre Littoria (P1T);
Prove effettuate: Pacometriche e sclerometriche;
Stato di conservazione: Discreto.
Per mezzo della prova pacometrica, è stato possibile individuare 3 ferri longitudinali lembo inferiore. Le staffe sono state disposte con passo variabile: 10 cm nel primo metro a partire dagli appoggi e 20 cm nel resto della trave (Figura B. 7).

Figura B. 7. Trave 393 e Trave 79

Pilastro 375

Localizzazione: Torre Littoria (P1T);
Dimensioni: 60x50x450 cm;
Prove effettuate: Misura dei ferri di armatura mediante calibro;
Stato di conservazione: Discreto.

Per mezzo della misurazione con calibro è stato possibile rilevare la dimensione dei ferri di armatura che risultavano scoperti a causa dell'espulsione del copriferro dovuta alla avanzata corrosione dell'acciaio. I 3 ferri di armatura longitudinale visibili hanno un diametro pari a 16 mm, mentre le staffe pari a circa 6 mm (Figura B. 8).

Figura B. 8. Pilastro 375 in avanzato stato di degrado alla base

B.2.2. Indagini sclerometriche

In Tabella B. 1 sono riportati i valori dell'Indice di rimbalzo misurati su 1 pilastro e 2 travi del piano Seminterrato (PS) e su 2 travi della Torre Littoria (P1T). Si riportano infine i valori medi ottenuti.

Tabella B. 1. Risultati delle indagini sclerometriche

Prove sclerometriche																				
	N° elem		Indice di Rimbalzo sclerometrico (R)																	R_{med}
PS	121	A	34	36	38	38	34	32	34	36	32	34	34	40	32					34,92
		B	32	36	38	38	34	36	34	34	34	36	38	32	34					35,08
		C	30	32	34	30	28	32	28	32	30	34	40	32	36	40	32	36	38	33,18
	442		38	36	32	38	34	32	32	36	30	32	36	30	30	38				33,86
	437		38	38	32	34	36	38	36	40	36	36	36	32	40	36				36,29
P1T	393		24	26	24	26	26	26	24	22	30	28	30	30	28	26				26,43
	79		30	32	28	30	36	38	38	32	40	32	32	36						33,67

Dall'Indice di rimbalzo sclerometrico è possibile ricavare graficamente il valore della resistenza a compressione caratteristica cubica R_{ck} del calcestruzzo, a partire dal valore medio delle prove effettuate su ogni elemento strutturale.

Tabella B. 2. Rielaborazione risultati delle indagini sclerometriche

Prova sclerometrica				
	N° elemento	R_{med}	R_{ck} (grafico)	$R_{ck,med}$
	[Nome]	[-]	[MPa]	[MPa]
PS	121	34,39	32	28,8
	442	33,86	30	
	437	36,29	34	
P1T	393	26,43	19	
	79	33,67	29	

B.2.3. Indagini ultrasoniche

In Tabella B. 3 sono riportati i valori della velocità di propagazione delle onde ultrasoniche *v*, gli spessori attraversati dalle onde *d* ed il tempo di percorrenza dello spessore *t* di ogni singola prova. Si riportano infine i valori medi ottenuti.

Tabella B. 3. Risultati delle prove ultrasoniche

Prova ultrasonica								
	N° elemento	N° prova	t	d	v	t_{med}	d	v_{med}
	[-]	[-]	[μs]	[cm]	[m/s]	[μs]	[cm]	[m/s]
PS	109	1	137,6	40	2907	132,3	40	3024,9
		2	133,4	40	2998,5			
		3	134,5	40	2974			
		4	127,9	40	3127,4			
		5	129,6	40	3086,4			
		6	130,9	40	3055,8			
	121	1	159,5	60	3761,76	160,3	60	3743,1
		2	159,5	60	3761,76			
		3	160,5	60	3738,32			
		4	160,5	60	3738,32			
		5	161,5	60	3715,17			
	437	1	38,1	14	3674,54	38,3	14	3659,4
		2	38,9	14	3598,97			
		3	38,1	14	3674,54			
		4	38,1	14	3674,54			
		5	38,1	14	3674,54			
	442	1	36,5	12	3287,67	36,8	12	3259,5
		2	37,3	12	3217,16			
		3	37,3	12	3217,16			

		4	36,5	12	3287,67			
		5	36,5	12	3287,67			

Con riferimento alla (B.1) ed alla norma belga NBN B15-229/1976, ovvero alla (B.2), si è determinato il modulo elastico dinamico E_d e la resistenza cubica R_{cub} a partire dalla velocità media *v* delle onde ultrasoniche:

Tabella B. 4. Rielaborazione risultati delle indagini sclerometriche

Prova Ultrasoniche						
	N° elem	t_{med}	d	v_{med}	E_d	R_{cub}
		[μs]	[cm]	[m/s]	[MPa]	[MPa]
PS	109	132,3	40	3024,9	18939,9	6,3
	121	160,3	60	3743,1	29001,8	23,5
	437	38,3	14	3659,4	27720,2	20,4
	442	36,8	12	3259,5	21991,9	10,0

B.2.4. Metodo combinato Sonreb

Dal confronto dei risultati delle prove sclerometriche e di quelle ultrasoniche, si evidenzia come la prova sclerometrica tenda a sovrastimare il valore della resistenza cubica del calcestruzzo mentre la prova con ultrasuoni dia dei valori minori. Per questo è stato applicato il metodo combinato Sonreb.

Tabella B. 5. Rielaborazione dei risultati con il metodo combinato Sonreb

Metodo Sonreb											
	N° elem	R_{med}	v_{med}	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	$R_{c,med,cub}$	$R_{c,med,\ cil}$	$R_{c,med,cil}$
		[-]	[m/s]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
PS	121	34,39	3743	21,3	27,0	27,9	25,2	26,0	25,5	21,1	23,3
	437	36,29	3659	21,6	27,7	27,9	26,3	26,5	26,0	21,6	

	442	33,86	3259	14,5	20,5	19,5	17,5	20,2	18,4	15,3

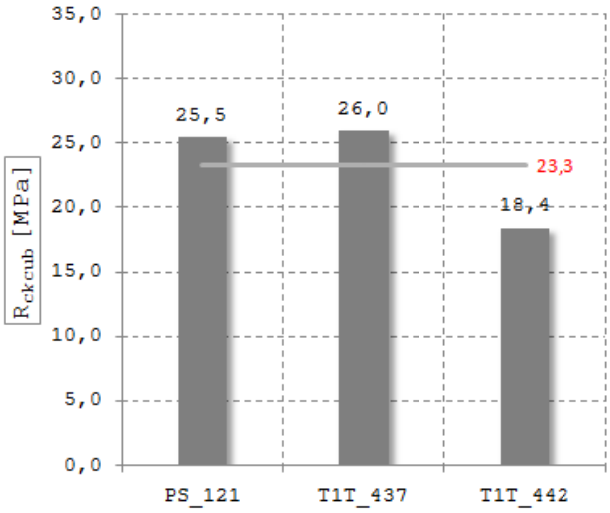


Figura B. 9. Grafico dei valori di R_c medio ricavato mediante l'applicazione del metodo combinato Sonreb

Il valore medio della resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo, ottenuta mediante le elaborazioni con il metodo Sonreb, è di 23,3 MPa (Figura B. 9).

B.3. SCUOLA DELLA GIOVENTÙ ITALIANA DEL LITTORIO A GENOVA (GE)

B.3.1. La localizzazione della campagna diagnostica

La campagna diagnostica non distruttiva, effettuata sul secondo caso studio, ha interessato pilastri localizzati ai diversi piani del manufatto.
Per la nomenclatura degli elementi si è fatto riferimento alla numerazione impostata dal codice ad elementi finiti SAP 2000, utilizzato per le analisi statiche e dinamiche della struttura. Al riguardo, si rimanda alle planimetrie strutturali (Figura 4.31).

Figura B. 10. Le indagini diagnostiche effettuate: a)prova sclerometrica; b) prova pacometrica; c)e d) prova ultrasonica

I punti di indagine sono stati i seguenti:

Pilastro 15

Localizzazione: Piano Terra (PT);
Dimensioni: 35x35x410 cm;
Prove effettuate: Pacometriche, sclerometriche e ultrasoniche;
Stato di conservazione: Buono.
Per mezzo della prova pacometrica, è stato possibile individuare 6 ferri, diametro 18 mm. Si è inoltre individuata la posizione delle staffe, di diametro pari a circa 10 mm e passo medio 30 cm (Figura B. 11).

Figura B. 11. Pilastro 15. Posizione dei ferri di armatura rilevati

Pilastro 18

Localizzazione: Piano Terra (PT);
Dimensioni: 35x35x400 cm;
Prove effettuate: Pacometriche, ultrasoniche e sclerometriche;
Stato di conservazione: Buono.
Per mezzo della prova pacometrica, è stato possibile individuare 6 ferri, diametro 18 mm. Si è inoltre individuata la posizione delle staffe, di diametro pari a circa 10 mm e passo medio 30 cm (Figura B. 12).

Figura B. 12. Pilastro 18. Punto di prova

Pilastro 23

Localizzazione: Piano Primo (P1);
Dimensioni: 30x30x485 cm;
Prove effettuate: Pacometriche, ultrasoniche e sclerometriche;
Stato di conservazione: Buono.

Per mezzo della prova pacometrica, è stato possibile individuare 6 ferri, diametro 18 mm. Si è inoltre individuata la posizione delle staffe, di diametro pari a circa 10 mm e passo medio 30 cm (Figura B. 13).

Figura B. 13. Pilastro 23. Posizione dei ferri di armatura rilevati

Pilastro 41

Localizzazione: Piano Terra (PT);
Dimensioni: 35x35x370 cm;
Prove effettuate: Pacometriche, ultrasoniche e sclerometriche;
Stato di conservazione: Buono.

Per mezzo della prova pacometrica, è stato possibile individuare 6 ferri, diametro 18 mm. Si è inoltre individuata la posizione delle staffe, di diametro pari a circa 10 mm e passo medio 30 cm (Figura B. 14).

Figura B. 14. Pilastro 41. Punto di prova

Pilastro 43

Localizzazione: Piano Terra (PT);
Dimensioni: 35x35x410 cm;
Prove effettuate: Pacometriche, ultrasoniche e sclerometriche;
Stato di conservazione: Buono.
Per mezzo della prova pacometrica, è stato possibile individuare 6 ferri, diametro 18 mm. Si è inoltre individuata la posizione delle staffe, di diametro pari a circa 10 mm e passo medio 30 cm (Figura B. 15).

Figura B. 15. Pilastro 43. Posizione dei ferri di armatura rilevati

Pilastro 55

Localizzazione: Piano Terra (PT);
Dimensioni: 40x40x410 cm;
Prove effettuate: Pacometriche, ultrasoniche e sclerometriche;
Stato di conservazione: Buono.
Per mezzo della prova pacometrica, è stato possibile individuare 6 ferri, diametro 18 mm. Si è inoltre individuata la posizione delle staffe, di diametro pari a circa 10 mm e passo medio 30 cm (Figura B. 16).

Figura B. 16. Pilastro 55. Posizione dei ferri di armatura rilevati

Pilastro 56

Localizzazione: Piano Seminterrato e Piano Terra (PS e PT);
Dimensioni: 40x40x410 e 40x40x410 cm;
Prove effettuate: Pacometriche, ultrasoniche e sclerometriche;
Stato di conservazione: Buono.
Per mezzo della prova pacometrica, è stato possibile individuare al piano fondi 8 ferri, diametro 18 mm; al piano terra 6 ferri, diametro 18 mm. Si è inoltre individuata la posizione delle staffe, di diametro pari a circa 10 mm e passo medio 30 cm (Figura B. 17).

Figura B. 17. Pilastro 56. Posizione dei ferri di armatura rilevati

B.3.2. Indagini sclerometriche

In Tabella B. 6 sono riportati i valori dell'Indice di rimbalzo misurati su 8 pilastri dislocati al piano seminterrato (PS), piano terra (PT) e piano primo (P1). Si riportano infine i valori medi ottenuti.

Tabella B. 6. Risultati delle prove sclerometriche

Prova sclerometrica															
	N° elem		Indice di Rimbalzo sclerometrico (R)												R_{med}
PS	56	A	44	42	40	40	40	46	38	38	40	42	46	42	41,2
	56	B	46	40	44	44	48	46	44	46	46	44	44	42	44,6
PT	15	A	42	40	40	38	40	40	40	40	40	38	40	38	39,6
	15	B	42	42	36	40	40	36	34	40	40	40	36	42	38,4
	18	A	46	40	42	42	40	40	40	34	40	42	44	38	40,4
	18	B	38	38	36	40	44	36	34	40	40	40	48	38	39,6
	41	A	36	42	42	38	40	40	40	42	40	44	40	40	40,8
	41	B	44	40	38	40	44	46	44	42	40	40	40	44	41,4
	43	A	40	38	46	40	38	44	40	40	42	38	40	44	40,6
	43	B	42	40	40	50	40	40	48	40	40	50	40	38	42,8
	43	C	44	44	42	44	46	44	48	46	44	46	44	46	44,8

	43	D	52	42	38	40	42	38	40	40	38	40	44	38	40,2
	55	A	48	46	46	48	44	44	42	40	44	48	40	46	44,2
	55	B	48	40	44	50	48	46	46	46	48	44	46	46	45,8
	56	A	40	48	44	40	54	50	50	50	48	46	46	42	47,6
	56	B	46	40	42	46	38	42	50	46	40	40	44	42	42,8
P1	23	A	38	40	36	38	38	40	38	44	42	40	40	38	39,6
P1	23	B	42	42	42	40	40	42	44	40	40	42	44	40	41,6

Facendo riferimento alla curva di correlazione riportata al §B.1 in Figura B. 1, si ottengono i valori di resistenza del calcestruzzo riportati in Tabella B. 7:

Tabella B. 7. Rielaborazione risultati delle prove ultrasoniche

Prova sclerometrica				
	N° elemento	R_{med}	R_{ck} (grafico)	$R_{ck,med}$
	[Nome]	[-]	[MPa]	[MPa]
PS	56	43	46,8	42,0
PT	15	39	39,3	
PT	18	40	41,0	
PT	41	41	43,0	
PT	43	42	45,0	
PT	55	45	50,0	
PT	56	45	48,5	
P1	23	41	43,0	

B.3.3. Indagini Ultrasoniche

In Tabella B. 8 sono riportati i valori della velocità di propagazione delle onde ultrasoniche *v*, gli spessori attraversati dalle onde *d* ed il tempo di percorrenza dello spessore *t* di ogni singola prova. Si riportano infine i valori medi ottenuti.

Tabella B. 8. Risultati delle prove ultrasoniche

Prova ultrasonica							
	N° elemento	N° prova	t	d	v	t_{med}	v_{med}
	[-]	[-]	[µs]	[cm]	[m/s]	[µs]	[m/s]
PS	56	1	115.5	40	3463,2	115,7	3457,4
		2	117.5	40	3404,3		
		3	114.5	40	3493,4		
		4	115.5	40	3463,2		
		5	115.5	40	3463,2		
PT	15	1	108,5	35	3225,8	108,3	3237,9
		2	109,5	35	3196,4		
		3	107,5	35	3255,8		
		4	107,5	35	3255,8		
		5	108,5	35	3255,8		
	18	1	92,5	35	3783,8	91,5	3825,5
		2	91,5	35	3825,1		
		3	90,5	35	3867,4		
		4	90,5	35	3867,4		
		5	92,5	35	3783,8		
	41	1	106,5	35	3286,4	106,5	3286,5
		2	106,5	35	3286,4		
		3	105,5	35	3317,5		
		4	107,5	35	3255,8		
		5	106,5	35	3286,4		
	43	1	105,5	35	3317,5	103,6	3377,4
		2	103,5	35	3381,6		
		3	102,5	35	3414,6		
		4	102,5	35	3414,6		

		5	105,5	35	3317,5		
		6	102,5	35	3414,6		
		7	103,5	35	3381,6		
	55	1	116,5	40	3433,5	115,3	3469,5
		2	114,5	40	3493,4		
		3	116,5	40	3433,5		
		4	115,5	40	3463,2		
		5	113,5	40	3524,2		
	56	1	120,5	40	3319,5	116,75	3427,65
		2	117,5	40	3404,3		
		3	114,5	40	3493,4		
		4	114,5	40	3493,4		
P1	23	1	99,5	30	3015,1	98,7	3039,7
		2	99,5	30	3015,1		
		3	97,5	30	3076,9		
		4	98,5	30	3045,7		
		5	98,5	30	3045,7		

Con riferimento alla norma belga NBN B15-229/1976, ovvero alla formula (B.2), si è determinato il modulo elastico dinamico E_d e la resistenza cubica R_{cub} a partire dalla velocità media *v* delle onde ultrasoniche:

Tabella B. 9. Rielaborazione risultati delle prove ultrasoniche

Prova Ultrasoniche						
	N° elem	t_{med}	d	v_{med}	E_d	R_{cub}
		[µs]	[cm]	[m/s]	[MPa]	[MPa]
PS	56	115,7	40	3457,46	24744,84	14,38
PT	15	108,3	35	3237,92	21702,14	9,59
	18	91,5	35	3825,5	30293,31	26,88
	41	106,5	35	3286,5	22358,24	10,51
	43	103,6	35	3377,43	23612,54	12,44

	55	115,3	40	3469,56	24918,34	14,70
	56	116,7	40	3427,65	24319,98	13,63
P1	23	98,7	30	3039,7	19126,34	6,49

B.3.4. Metodo combinato Sonreb

Infine, i valori dell'Indice di rimbalzo e delle Velocità ultrasoniche, ottenuti rispettivamente mediante le prove sclerometriche e quelle ultrasoniche, sono stati combinati attraverso il metodo Sonreb e i risultati sono stati riportati in Tabella B. 10.

Tabella B. 10. Rielaborazione dei risultati attraverso il metodo combinato Sonreb

Metodo Sonreb											
	N° elem	R_{med}	v_{med}	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	$R_{c,med,cub}$	$R_{c,med,\ cil}$	$R_{c,med,cil}$
		[-]	[m/s]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
PS	56	43	3457	23,6	30,7	29,0	31,2	29,1	28,7	23,8	26,9
	15	39	3238	17,4	24,1	22,3	22,3	23,4	21,9	18,2	
	18	40	3825	27,8	33,9	34,5	35,1	31,9	32,6	27,1	
	41	41	3286	19,5	26,5	24,5	25,5	25,5	24,3	20,1	
	43	42	3377	21,6	28,7	26,8	28,4	27,4	26,6	22,1	
	55	45	3470	25,4	32,8	30,7	34,3	30,9	30,8	25,6	
PT	56	45	3428	24,8	32,2	30,0	33,6	30,4	30,2	25,1	
P1	23	41	3040	15,6	22,6	20,0	20,6	22,0	20,1	16,7	

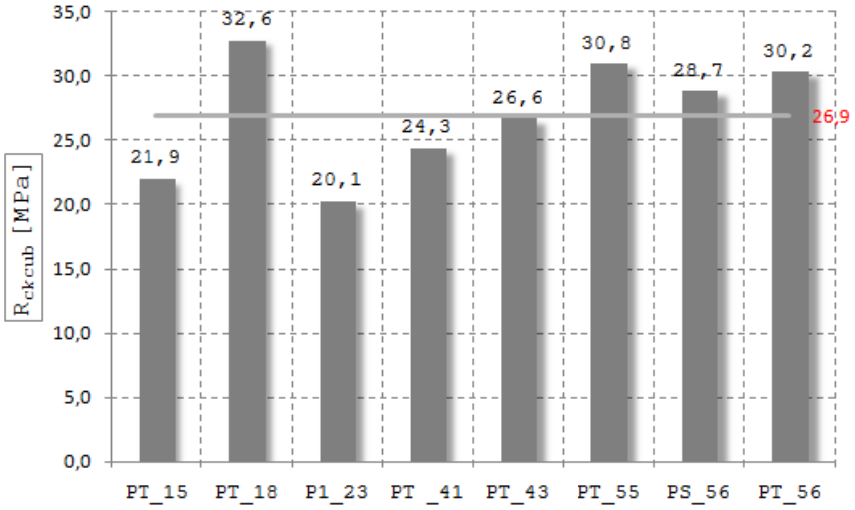


Figura B. 18. Grafico dei valori di R_c medio ricavato mediante l'applicazione del metodo Sonreb

Il valore medio della Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo, ottenuta mediante le elaborazioni con il metodo Sonreb, è di 26,9 MPa (Figura B. 18). La buona qualità del materiale è evidenziata inoltre dal buono stato di conservazione che si riscontra su tutto il manufatto.

B.4. RISTORANTE SAN PIETRO A GENOVA (GE)

B.4.1. La localizzazione della campagna diagnostica

Le prove non distruttive di tipo indiretto, per il terzo caso studio, si sono svolte su alcuni pilastri del piano Primo. Per la nomenclatura degli elementi si è fatto riferimento alla numerazione impostata dal codice di calcolo ad elementi finiti SAP 2000, utilizzato nelle analisi statiche e dinamiche della struttura. Al riguardo, si rimanda alle planimetrie strutturali (Figura 4.45).
I punti di indagine sono stati i seguenti:

Pilastro 12
Localizzazione: Piano Primo (P1);
Dimensioni: 40x40x300 cm;
Prove effettuate: Pacometriche, ultrasoniche e sclerometriche;
Stato di conservazione: Buono.
Per mezzo della prova pacometrica, è stato possibile individuare 8 ferri, 3 per ogni lato del pilastro, di diametro pari a circa 20 mm. Si è inoltre individuata a posizione delle staffe, di diametro pari a circa 10 mm e passo medio 20 cm (Figura B. 19).

Figura B. 19. Pilastro 12. Punti di indagine della prova sclerometrica ed ultrasonica

Pilastro 9
Localizzazione: Piano Primo (P1);

Dimensioni: 40x40x300 cm;
Prove effettuate: Pacometriche, ultrasoniche e sclerometriche;
Stato di conservazione: Buono.
Per mezzo della prova pacometrica, è stato possibile individuare 12 ferri, 4 per ogni lato del pilastro, di diametro pari a circa 20 mm. Si è inoltre individuata a posizione delle staffe, di diametro pari a circa 10 mm e passo medio 30 cm (Figura B. 20).

Figura B. 20. Pilastro 9. Punti di indagine della prova sclerometrica ed ultrasonica e posizione dei ferri di armatura rilevati

Pilastro 21

Localizzazione: Piano Primo (P1);
Dimensioni: 40x40x300 cm;
Prove effettuate: Pacometriche e sclerometriche;
Stato di conservazione: Buono.
Per mezzo della prova pacometrica, è stato possibile individuare 12 ferri, 4 per ogni lato del pilastro, di diametro pari a circa 20 mm. Si è inoltre individuata a

posizione delle staffe, di diametro pari a circa 10 mm e passo medio 30 cm (Figura B. 21).

Figura B. 21. Pilastro 21. Posizione dei ferri di armatura rilevati e punto di indagine della prova sclerometrica

Pilastro 6

Localizzazione: Piano Primo (P1);
Dimensioni: 40x40x300 cm;
Prove effettuate: Pacometriche;
Stato di conservazione: Buono.

Per mezzo della prova pacometrica, è stato possibile individuare 12 ferri, 4 per ogni lato del pilastro, di diametro pari a circa 20 mm. Si è inoltre individuata a posizione delle staffe, di diametro pari a circa 10 mm e passo medio 30 cm (Figura B. 22).

Figura B. 22. Pilastro 6. Posizione dei ferri di armatura rilevati

B.4.2. Indagini sclerometriche

In Tabella B. 11 sono riportati i valori dell'Indice di rimbalzo misurati su 3 pilastri del piano Primo (P1). Si riportano infine i valori medi ottenuti.

Tabella B. 11. Risultati delle indagini sclerometriche

Prove sclerometriche																
	N° elem		Indice di Rimbalzo sclerometrico (R)													R_{med}
P1	12	A	22	20	24	24	24	20	24	20	24	28	28	18	18	23,0
		B	24	22	24	22	24	24	24	20	24	28	26	24	18	
	9	A	26	32	32	34	26	28	36	24	38	28	38	26	32	29,73
		B	32	32	26	30	32	26	24	20	28	32	30	32	26	
	21		20	20	20	24	22	20	20	24	22	22	20	26	22	21,69

Dall'Indice di rimbalzo sclerometrico è possibile ricavare graficamente il valore della resistenza a compressione caratteristica cubica R_{ck} del calcestruzzo, a partire dal valore medio delle prove effettuate su ogni elemento strutturale.

Tabella B. 12. Rielaborazione risultati delle indagini sclerometriche

Prova sclerometrica				
	N° elemento	R_{med}	R_{ck} (grafico)	$R_{ck,med}$
	[Nome]	[-]	[MPa]	[MPa]
P1	12	23,0	14	16,5
	9	29,73	23,5	
	21	21,69	12	

B.4.3. Indagini ultrasoniche

In Tabella B. 13 sono riportati i valori della velocità di propagazione delle onde ultrasoniche *v*, gli spessori attraversati dalle onde *d* ed il tempo di percorrenza dello spessore t di ogni singola prova. Si riportano infine i valori medi ottenuti.

Tabella B. 13. Risultati delle prove ultrasoniche

Prova ultrasonica								
	N° elemento	N° prova	t	d	v	t_{med}	d	v_{med}
	[-]	[-]	[µs]	[cm]	[m/s]	[µs]	[cm]	[m/s]
P1	12	1	122,5	40	3265,3	119,9	40	3336,74
		2	119,5	40	3347,3			
		3	120,5	40	3319,5			
		4	117,5	40	3404,3			
		5	119,5	40	3347,3			
	9	1	150,5	50	3322,3	151,3	50	3304,13
		2	149,5	50	3344,5			
		3	152,5	50	3278,7			
		4	151,5	50	3300,3			

		5	151,5	50	3300,3			
		6	152,5	50	3278,7			

Con riferimento alla norma belga NBN B15-229/1976, ovvero alla (B.2), si è determinato il modulo elastico dinamico E_d e la resistenza cubica R_{cub} a partire dalla velocità media *v* delle onde ultrasoniche:

Tabella B. 14. Rielaborazione risultati delle indagini sclerometriche

Prova Ultrasoniche						
	N° elem	t_{med}	d	v_{med}	E_d	R_{cub}
		[µs]	[cm]	[m/s]	[MPa]	[MPa]
P1	12	119,9	40	3336,74	23047,04	11,54
	9	151,3	50	3304,13	22598,80	10,86

B.4.4. Metodo combinato Sonreb

Infine, i valori dell'Indice di rimbalzo e delle Velocità ultrasoniche, ottenuti rispettivamente mediante le prove sclerometriche e quelle ultrasoniche, sono stati combinati attraverso il metodo Sonreb e i risultati sono stati riportati in Tabella B. 15.

Tabella B. 15. Rielaborazione dei risultati con il metodo combinato Sonreb

Metodo Sonreb											
	N° elem	R_{med}	v_{med}	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	$R_{c,med,cub}$	$R_{c,med,\ cil}$	$R_{c,med,cil}$
		[-]	[m/s]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
P1	12	23,00	3337	9,03	13,2	13,7	9,1	13,6	11,7	9,7	13,9
	9	29,73	3304	12,5	17,9	17,6	14,2	17,8	16,0	13,3	

Figura B. 23. Grafico dei valori di R_c medio ricavato mediante l'applicazione del metodo combinato Sonreb

Il valore medio della resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo, ottenuta mediante le elaborazioni con il metodo Sonreb, è di 13,9 MPa (Figura B. 23).

B.5. BIBLIOGRAFIA

BS, (1974). British Standard 4408: Part 5, Non-destructive Methods of Test for Concrete Measurement of the Velocity of Ultrasonic Pulses in Concrete, London.

Gasparik J. (1992). *Prove non distruttive nell'edilizia*. Quaderno didattico AIPnD, Brescia.

Di Leo A., Pascale G. (1994). *Prove non distruttive sulle costruzioni in c.a.*, Il giornale delle prove non distruttive, n.4.

UNI, 1988. UNI9189, Calcestruzzo indurito - Determinazione indice sclerometrico, gennaio 1988.

Masi A. (2005). *La stima della resistenza del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive*, Il Giornale delle Prove non Distruttive, Monitoraggio e Diagnostica, n.1.

Giacchetti R., Laquaniti L. (1980). C*ontrolli non distruttivi su impalcati da ponte in calcestruzzo armato*, nota tecnica 04, 1980, Università degli Studi di Ancona, Facoltà di Ingegneria, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni.

Arioglu E., Koyluoglu O. (1996). *Discussion of prediction of concrete strength by destructive methods by Ramyar and Ko. Cem.*, Concr. World 3, Turkey.

Del Monte E., Lavacchini G., Vignoli A. (2004). *Modelli per la previsione della resistenza a compressione del calcestruzzo in opera*, Ingegneria Sismica.

Belgian Standards, (1976). *Essais des bétons: essais non-destructifs: mesure de la vitesse du son*. NBN B 15-229.

RISULTATI DELLE ANALISI DI SENSITIVITÀ DEI PARAMETRI DEL CASO STUDIO "CASA DEL FASCIO A GENOVA BOLZANETO"

Allegato C

C.1. CASA DEL FASCIO A GENOVA BOLZANETO (GE)

C.1.1. Analisi Statiche: Pilastri 'Caso T.A.'

CLS	Acciaio	Barre	N°Pilastri non verificati a pressoflessione	N° Pilastri non verificati a compressione in T.A.	% Pilastri non verificati a pressoflessione su 137	% Pilastri non verificati a compressione (T.A.) su 137
C8/10	Aq 42 F_{yk}= 230	Φ 8/10	43	17	31%	12%
		Φ 12/14	32	17	23%	12%
		Φ 16/18	15	17	11%	12%
		Φ 20/22	1	17	1%	12%
		Φ 22/24	0	17	0%	12%
	Aq 50 F_{yk}= 270	Φ 8/10	42	17	31%	12%
		Φ 12/14	29	17	21%	12%
		Φ 16/18	11	17	8%	12%
		Φ 20/22	0	17	0%	12%
		Φ 22/24	0	17	0%	12%
	Aq 60 F_{yk}= 310	Φ 8/10	42	17	31%	12%
		Φ 12/14	24	17	18%	12%
		Φ 16/18	7	17	5%	12%
		Φ 20/22	0	17	0%	12%
		Φ 22/24	0	17	0%	12%
C12/15	Aq 42 F_{yk}= 230	Φ 8/10	40	6	29%	4%
		Φ 12/14	32	6	23%	4%
		Φ 16/18	15	6	11%	4%
		Φ 20/22	0	6	0%	4%
		Φ 22/24	0	6	0%	4%
	Aq 50 F_{yk}= 270	Φ 8/10	39	6	28%	4%
		Φ 12/14	28	6	20%	4%
		Φ 16/18	11	6	8%	4%
		Φ 20/22	0	6	0%	4%

CLS	Acciaio	Barre	N°Pilastri non verificati a pressoflessione	N° Pilastri non verificati a compressione in T.A.	% Pilastri non verificati a pressoflessione su 137	% Pilastri non verificati a compressione (T.A.) su 137
		Φ 22/24	0	6	0%	4%
	Aq 60 F_{yk}= 310	Φ 8/10	39	6	28%	4%
		Φ 12/14	24	6	18%	4%
		Φ 16/18	5	6	4%	4%
		Φ 20/22	0	6	0%	4%
		Φ 22/24	0	6	0%	4%
C16/20	Aq 42 F_{yk}= 230	Φ 8/10	39	1	28%	1%
		Φ 12/14	32	1	23%	1%
		Φ 16/18	14	1	10%	1%
		Φ 20/22	0	1	0%	1%
		Φ 22/24	0	1	0%	1%
	Aq 50 F_{yk}= 270	Φ 8/10	37	1	27%	1%
		Φ 12/14	28	1	20%	1%
		Φ 16/18	10	1	7%	1%
		Φ 20/22	0	1	0%	1%
		Φ 22/24	0	1	0%	1%
	Aq 60 F_{yk}= 310	Φ 8/10	36	1	26%	1%
		Φ 12/14	23	1	17%	1%
		Φ 16/18	5	1	4%	1%
		Φ 20/22	0	1	0%	1%
		Φ 22/24	0	1	0%	1%
C20/25	Aq 42 F_{yk}= 230	Φ 8/10	39	0	28%	0%
		Φ 12/14	32	0	23%	0%
		Φ 16/18	13	0	9%	0%
		Φ 20/22	0	0	0%	0%
		Φ 22/24	0	0	0%	0%
	Aq 50 F_{yk}= 270	Φ 8/10	37	0	27%	0%
		Φ 12/14	28	0	20%	0%
		Φ 16/18	10	0	7%	0%

CLS	Acciaio	Barre	N°Pilastri non verificati a pressoflessione	N° Pilastri non verificati a compressione in T.A.	% Pilastri non verificati a pressoflessione su 137	% Pilastri non verificati a compressione (T.A.) su 137
		Φ 20/22	0	0	0%	0%
		Φ 22/24	0	0	0%	0%
	Aq 60 F_{yk}= 310	Φ 8/10	36	0	26%	0%
		Φ 12/14	23	0	17%	0%
		Φ 16/18	5	0	4%	0%
		Φ 20/22	0	0	0%	0%
		Φ 22/24	0	0	0%	0%
C25/30	Aq 42 F_{yk}= 230	Φ 8/10	38	0	28%	0%
		Φ 12/14	31	0	23%	0%
		Φ 16/18	12	0	9%	0%
		Φ 20/22	0	0	0%	0%
		Φ 22/24	0	0	0%	0%
	Aq 50 F_{yk}= 270	Φ 8/10	37	0	27%	0%
		Φ 12/14	28	0	20%	0%
		Φ 16/18	9	0	7%	0%
		Φ 20/22	0	0	0%	0%
		Φ 22/24	0	0	0%	0%
	Aq 60 F_{yk}= 310	Φ 8/10	35	0	26%	0%
		Φ 12/14	22	0	16%	0%
		Φ 16/18	5	0	4%	0%
		Φ 20/22	0	0	0%	0%
		Φ 22/24	0	0	0%	0%
C28/35	Aq 42 F_{yk}= 230	Φ 8/10	38	0	28%	0%
		Φ 12/14	31	0	23%	0%
		Φ 16/18	12	0	9%	0%
		Φ 20/22	0	0	0%	0%
		Φ 22/24	0	0	0%	0%
	Aq 50	Φ 8/10	37	0	27%	0%

CLS	Acciaio	Barre	N°Pilastri non verificati a pressoflessione	N° Pilastri non verificati a compressione in T.A.	% Pilastri non verificati a pressoflessione su 137	% Pilastri non verificati a compressione (T.A.) su 137
	F_{yk}= 270	Φ 12/14	27	0	20%	0%
		Φ 16/18	9	0	7%	0%
		Φ 20/22	0	0	0%	0%
		Φ 22/24	0	0	0%	0%
	Aq 60 F_{yk}= 310	Φ 8/10	35	0	26%	0%
		Φ 12/14	21	0	15%	0%
		Φ 16/18	5	0	4%	0%
		Φ 20/22	0	0	0%	0%
		Φ 22/24	0	0	0%	0%
C32/40	Aq 42 F_{yk}= 230	Φ 8/10	38	0	28%	0%
		Φ 12/14	31	0	23%	0%
		Φ 16/18	12	0	9%	0%
		Φ 20/22	0	0	0%	0%
		Φ 22/24	0	0	0%	0%
	Aq 50 F_{yk}= 270	Φ 8/10	37	0	27%	0%
		Φ 12/14	27	0	20%	0%
		Φ 16/18	9	0	7%	0%
		Φ 20/22	0	0	0%	0%
		Φ 22/24	0	0	0%	0%
	Aq 60 F_{yk}= 310	Φ 8/10	35	0	26%	0%
		Φ 12/14	20	0	15%	0%
		Φ 16/18	5	0	4%	0%
		Φ 20/22	0	0	0%	0%
		Φ 22/24	0	0	0%	0%
C25/30	Aq 42 F_{yk}= 230	Φ 8/10	38	0	28%	0%
		Φ 12/14	31	0	23%	0%
		Φ 16/18	12	0	9%	0%
		Φ 20/22	0	0	0%	0%
		Φ 22/24	0	0	0%	0%

CLS	Acciaio	Barre	N°Pilastri non verificati a pressoflessione	N° Pilastri non verificati a compressione in T.A.	% Pilastri non verificati a pressoflessione su 137	% Pilastri non verificati a compressione (T.A.) su 137
	Aq 50 F_{yk}= 270	Φ 8/10	37	0	27%	0%
		Φ 12/14	28	0	20%	0%
		Φ 16/18	9	0	7%	0%
		Φ 20/22	0	0	0%	0%
		Φ 22/24	0	0	0%	0%
	Aq 60 F_{yk}= 310	Φ 8/10	35	0	26%	0%
		Φ 12/14	22	0	16%	0%
		Φ 16/18	5	0	4%	0%
		Φ 20/22	0	0	0%	0%
		Φ 22/24	0	0	0%	0%
C28/35	Aq 42 F_{yk}= 230	Φ 8/10	38	0	28%	0%
		Φ 12/14	31	0	23%	0%
		Φ 16/18	12	0	9%	0%
		Φ 20/22	0	0	0%	0%
		Φ 22/24	0	0	0%	0%
	Aq 50 F_{yk}= 270	Φ 8/10	37	0	27%	0%
		Φ 12/14	27	0	20%	0%
		Φ 16/18	9	0	7%	0%
		Φ 20/22	0	0	0%	0%
		Φ 22/24	0	0	0%	0%
	Aq 60 F_{yk}= 310	Φ 8/10	35	0	26%	0%
		Φ 12/14	21	0	15%	0%
		Φ 16/18	5	0	4%	0%
		Φ 20/22	0	0	0%	0%
		Φ 22/24	0	0	0%	0%
C32/40	Aq 42 F_{yk}= 230	Φ 8/10	38	0	28%	0%
		Φ 12/14	31	0	23%	0%
		Φ 16/18	12	0	9%	0%

CLS	Acciaio	Barre	N°Pilastri non verificati a pressoflessione	N° Pilastri non verificati a compressione in T.A.	% Pilastri non verificati a pressoflessione su 137	% Pilastri non verificati a compressione (T.A.) su 137
		Φ 20/22	0	0	0%	0%
		Φ 22/24	0	0	0%	0%
	Aq 50 F_{yk}= 270	Φ 8/10	37	0	27%	0%
		Φ 12/14	27	0	20%	0%
		Φ 16/18	9	0	7%	0%
		Φ 20/22	0	0	0%	0%
		Φ 22/24	0	0	0%	0%
	Aq 60 F_{yk}= 310	Φ 8/10	35	0	26%	0%
		Φ 12/14	20	0	15%	0%
		Φ 16/18	5	0	4%	0%
		Φ 20/22	0	0	0%	0%
		Φ 22/24	0	0	0%	0%

C.1.2. Analisi Statiche: Pilastri 'Caso N.T.C.'

CLS	Acciaio	Barre	N° pilastri non verificati a compressione Nsd>Nrd	N°Pilastri non verificati a pressoflessione	% Pilastri non verificati a pressoflessione su 137
C8/10	Aq 42 F_{yk}= 230	Φ 8/10	14	99	72%
		Φ 12/14	10	82	60%
		Φ 16/18	6	62	45%
		Φ 20/22	1	43	31%
		Φ 22/24	1	28	20%
	Aq 50 F_{yk}= 270	Φ 8/10	13	98	72%
		Φ 12/14	9	79	58%
		Φ 16/18	4	57	42%
		Φ 20/22	1	28	20%
		Φ 22/24	0	11	8%
	Aq 60 F_{yk}= 310	Φ 8/10	13	98	72%
		Φ 12/14	8	78	57%
		Φ 16/18	3	48	35%
		Φ 20/22	0	16	12%
		Φ 22/24	0	8	6%
C12/15	Aq 42 F_{yk}= 230	Φ 8/10	1	75	55%
		Φ 12/14	0	57	42%
		Φ 16/18	0	37	27%
		Φ 20/22	0	22	16%
		Φ 22/24	0	13	9%
	Aq 50 F_{yk}= 270	Φ 8/10	1	71	52%
		Φ 12/14	0	55	40%
		Φ 16/18	0	32	23%
		Φ 20/22	0	15	11%
		Φ 22/24	0	6	4%
	Aq 60	Φ 8/10	1	71	52%

CLS	Acciaio	Barre	N° pilastri non verificati a compressione Nsd>Nrd	N°Pilastri non verificati a pressoflessione	% Pilastri non verificati a pressoflessione su 137
	F_{yk}= 310	Φ 12/14	0	51	37%
		Φ 16/18	0	26	19%
		Φ 20/22	0	8	6%
		Φ 22/24	0	3	2%
C16/20	Aq 42 F_{yk}= 230	Φ 8/10	0	61	45%
		Φ 12/14	0	44	32%
		Φ 16/18	0	29	21%
		Φ 20/22	0	19	14%
		Φ 22/24	0	11	8%
	Aq 50 F_{yk}= 270	Φ 8/10	0	57	42%
		Φ 12/14	0	41	30%
		Φ 16/18	0	26	19%
		Φ 20/22	0	11	8%
		Φ 22/24	0	6	4%
	Aq 60 F_{yk}= 310	Φ 8/10	0	55	40%
		Φ 12/14	0	40	29%
		Φ 16/18	0	23	17%
		Φ 20/22	0	7	5%
		Φ 22/24	0	2	1%
C20/25	Aq 42 F_{yk}= 230	Φ 8/10	0	56	41%
		Φ 12/14	0	39	28%
		Φ 16/18	0	29	21%
		Φ 20/22	0	17	12%
		Φ 22/24	0	9	7%
	Aq 50 F_{yk}= 270	Φ 8/10	0	50	36%
		Φ 12/14	0	37	27%
		Φ 16/18	0	26	19%
		Φ 20/22	0	11	8%
		Φ 22/24	0	6	4%

CLS	Acciaio	Barre	N° pilastri non verificati a compressione Nsd>Nrd	N°Pilastri non verificati a pressoflessione	% Pilastri non verificati a pressoflessione su 137
	Aq 60 F_{yk}= 310	Φ 8/10	0	48	35%
		Φ 12/14	0	36	26%
		Φ 16/18	0	21	15%
		Φ 20/22	0	7	5%
		Φ 22/24	0	1	1%
C25/30	Aq 42 F_{yk}= 230	Φ 8/10	0	51	37%
		Φ 12/14	0	37	27%
		Φ 16/18	0	29	21%
		Φ 20/22	0	16	12%
		Φ 22/24	0	9	7%
	Aq 50 F_{yk}= 270	Φ 8/10	0	47	34%
		Φ 12/14	0	36	26%
		Φ 16/18	0	26	19%
		Φ 20/22	0	10	7%
		Φ 22/24	0	6	4%
	Aq 60 F_{yk}= 310	Φ 8/10	0	44	32%
		Φ 12/14	0	35	26%
		Φ 16/18	0	20	15%
		Φ 20/22	0	7	5%
		Φ 22/24	0	1	1%
C28/35	Aq 42 F_{yk}= 230	Φ 8/10	0	50	36%
		Φ 12/14	0	36	26%
		Φ 16/18	0	29	21%
		Φ 20/22	0	16	12%
		Φ 22/24	0	9	7%
	Aq 50 F_{yk}= 270	Φ 8/10	0	45	33%
		Φ 12/14	0	36	26%
		Φ 16/18	0	25	18%

CLS	Acciaio	Barre	N° pilastri non verificati a compressione Nsd>Nrd	N°Pilastri non verificati a pressoflessione	% Pilastri non verificati a pressoflessione su 137
		Φ 20/22	0	10	7%
		Φ 22/24	0	6	4%
	Aq 60 F_{yk}= 310	Φ 8/10	0	44	32%
		Φ 12/14	0	35	26%
		Φ 16/18	0	20	15%
		Φ 20/22	0	7	5%
		Φ 22/24	0	1	1%
C32/40	Aq 42 F_{yk}= 230	Φ 8/10	0	50	36%
		Φ 12/14	0	36	26%
		Φ 16/18	0	29	21%
		Φ 20/22	0	16	12%
		Φ 22/24	0	9	7%
	Aq 50 F_{yk}= 270	Φ 8/10	0	44	32%
		Φ 12/14	0	35	26%
		Φ 16/18	0	25	18%
		Φ 20/22	0	10	7%
		Φ 22/24	0	5	4%
	Aq 60 F_{yk}= 310	Φ 8/10	0	42	31%
		Φ 12/14	0	35	26%
		Φ 16/18	0	20	15%
		Φ 20/22	0	6	4%
		Φ 22/24	0	0	0%

C.1.3. Analisi Statiche: Travi 'Caso T.A.'

Momento flettente positivo M_3^+

	Aq 42														
	C8/10			C12/15			C16/20			C20/25			C25/30		
N° tr.	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24
52	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
30	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
156	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
174	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok
226	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
275	no	no	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok
231	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
368	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
403	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
402	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
No ver	2	1	0	2	0	0	2	0	0	2	0	0	2	0	0
%	16,7	8,3	0,0	16,7	0,0	0,0	16,7	0,0	0,0	16,7	0,0	0,0	16,7	0,0	0,0

	Aq 50														
	C8/10			C12/15			C16/20			C20/25			C25/30		
N° tr.	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24
52	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
30	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
156	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
174	no	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

226	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
275	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok
231	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
368	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
403	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
402	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
	2	0	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0
%	16,7	0,0	0,0	8,3	0,0	0,0	8,3	0,0	0,0	8,3	0,0	0,0	8,3	0,0	0,0

	Aq 60														
	C8/10			C12/15			C16/20			C20/25			C25/30		
N° tr.	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24
52	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
30	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
156	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
174	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
226	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
231	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
368	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
403	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
402	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
%	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Momento flettente negativo M_3^-

	Aq 42														
	C8/10			C12/15			C16/20			C20/25			C25/30		
N° tr.	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24
52	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok
30	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
156	no	no	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok
174	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
226	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
231	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok
325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
368	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok
403	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok
402	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
No ver	8	7	3	8	6	3	8	6	3	8	6	3	8	6	3
%	66,7	58,3	25,0	66,7	50,0	25,0	66,7	50,0	25,0	66,7	50,0	25,0	66,7	50,0	25,0

	Aq 50														
	C8/10			C12/15			C16/20			C20/25			C25/30		
N° tr.	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24
52	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	ok	ok	ok
30	no	no	no	no	no	no	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok
156	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok
174	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
226	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok
275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

231	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok
325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
368	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	ok	ok	no	ok	ok
403	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok
402	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok
	8	4	1	8	4	1	8	4	0	8	3	0	7	3	0
%	66,7	33,3	8,3	66,7	33,3	8,3	66,7	33,3	0,0	66,7	25,0	0,0	58,3	25,0	0,0

	Aq 60														
	C8/10			C12/15			C16/20			C20/25			C25/30		
N° tr.	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24
52	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
30	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok
156	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
174	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
226	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok
275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
231	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
368	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok
403	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
402	no	no	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok
	4	3	0	4	2	0	4	2	0	4	2	0	4	2	0
%	33,3	25,0	0,0	33,3	16,7	0,0	33,3	16,7	0,0	33,3	16,7	0,0	33,3	16,7	0,0

Taglio V_2

	Aq 42														
	C8/10			C12/15			C16/20			C20/25			C25/30		
N° tr.	Φ 16-	Φ 18-	Φ 20-	Φ 16-	Φ 18-	Φ 20-	Φ 16-	Φ 18-	Φ 20-	Φ 16-	Φ 18-	Φ 20-	Φ 16-	Φ 18-	Φ 20-

Allegato C

	20	22	24	20	22	24	20	22	24	20	22	24	20	22	24
52	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
30	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
156	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
174	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
226	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
275	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
231	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
368	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
403	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
402	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
% non ver	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58

	Aq 50														
	C8/10			C12/15			C16/20			C20/25			C25/30		
N° tr.	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24
52	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
30	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
156	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
174	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
226	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
231	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
368	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
403	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

402	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
% non ver	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33

	Aq 60														
	C8/10			C12/15			C16/20			C20/25			C25/30		
N° tr.	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24
52	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
30	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
156	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
174	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
226	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
231	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
368	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
403	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
402	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
% non ver	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33

C.1.4. Analisi Statiche: Travi 'Caso N.T.C.'

Momento flettente positivo M_3^+

	Aq 42														
	C8/10			C12/15			C16/20			C20/25			C25/30		
N° tr.	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24
52	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
30	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
156	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
174	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok
226	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
275	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok
231	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
368	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
403	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
402	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
No ver	2	2	0	2	2	0	2	2	0	2	2	0	2	2	0
%	16,7	16,7	0,0	16,7	16,7	0,0	16,7	16,7	0,0	16,7	16,7	0,0	16,7	16,7	0,0

	Aq 50														
	C8/10			C12/15			C16/20			C20/25			C25/30		
N° tr.	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24
52	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
30	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
156	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
174	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok
226	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

275	no	no	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok
231	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
368	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
403	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
402	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
	2	1	0	2	0	0	2	0	0	2	0	0	2	0	0
%	16,7	8,3	0,0	16,7	0,0	0,0	16,7	0,0	0,0	16,7	0,0	0,0	16,7	0,0	0,0

	Aq 60														
	C8/10			C12/15			C16/20			C20/25			C25/30		
N° tr.	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24
52	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
30	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
156	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
174	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
226	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
275	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok
231	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
368	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
403	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
402	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
	2	0	0	2	0	0	2	0	0	1	0	0	1	0	0
%	16,7	0,0	0,0	16,7	0,0	0,0	16,7	0,0	0,0	8,3	0,0	0,0	8,3	0,0	0,0

Momento flettente negativo M_3^-

	Aq 42														
	C8/10			C12/15			C16/20			C20/25			C25/30		
N° tr.	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24
52	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok
30	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
156	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok
174	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
226	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
231	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
368	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
403	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok
402	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
No ver	8	8	5	8	8	5	8	8	5	8	8	5	8	8	5
%	66,7	66,7	41,7	66,7	66,7	41,7	66,7	66,7	41,7	66,7	66,7	41,7	66,7	66,7	41,7

	Aq 50														
	C8/10			C12/15			C16/20			C20/25			C25/30		
N° tr.	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24
52	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok
30	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
156	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok
174	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
226	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
231	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok

325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
368	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok
403	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok
402	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
	8	6	3	8	6	3	8	6	3	8	6	3	8	6	3
%	66,7	50,0	25,0	66,7	50,0	25,0	66,7	50,0	25,0	66,7	50,0	25,0	66,7	50,0	25,0

	Aq 60														
	C8/10			C12/15			C16/20			C20/25			C25/30		
N° tr.	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24
52	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok
30	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
156	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok
174	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
226	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok
275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
231	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok
325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
368	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok
403	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok	no	ok	ok
402	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok	no	no	ok
	8	4	1	8	4	1	8	4	1	8	4	1	8	4	1
%	66,7	33,3	8,3	66,7	33,3	8,3	66,7	33,3	8,3	66,7	33,3	8,3	66,7	33,3	8,3

Taglio V_2

	Aq 42														
	C8/10			C12/15			C16/20			C20/25			C25/30		
N° tr.	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24
52	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
30	no	no	no	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
156	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
174	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
226	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
275	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
231	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
325	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
358	no	no	no	no	no	no	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
368	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
403	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
402	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
% non ver	92	92	92	83	83	83	75	75	75	75	75	75	75	75	75

	Aq 50														
	C8/10			C12/15			C16/20			C20/25			C25/30		
N° tr.	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24
52	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
30	no	no	no	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
156	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
174	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
226	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
275	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
231	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no

325	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
358	no	no	no	no	no	no	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
368	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
403	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
402	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
% non ver	83	83	83	75	75	75	67	67	67	67	67	67	67	67	67

	Aq 60														
	C8/10			C12/15			C16/20			C20/25			C25/30		
N° tr.	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24	Φ 16-20	Φ 18-22	Φ 20-24
52	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
30	no	no	no	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
156	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
174	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	ok	ok	ok
226	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
275	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
231	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
325	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
358	no	no	no	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
368	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
403	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
402	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
% non ver	83	83	83	67	67	67	67	67	67	67	67	67	58	58	58

C.1.5. Analisi Dinamiche: Pilastri 'Gruppo 1'

Verifiche pilastri (137 pilastri)					
A_g		**Categoria sottosuolo**	**N° pilastri non verificati a compressione Nsd>Nrd**	**N°Pilastri non verificati a pressoflessione**	**% Pilastri non verificati a pressoflessione su 137**
$A_{g\ Min}$	0,072 g	A	0	24	17,52
		C	0	48	35,04
		E	0	56	40,88
$A_{g\ Med}$	0,111 g	A	0	41	29,93
		C	0	69	50,36
		E	0	74	54,01
$A_{g\ Max}$	0,160 g	A	0	57	41,61
		C	0	82	59,85
		E	0	87	63,5
				MEDIA:	43,63

C.1.6. Analisi Dinamiche: Travi 'Gruppo 1'

Momento flettente positivo M_3^+

	A_g								
	Min			Med			Max		
N° tr.	A	C	E	A	C	E	A	C	E
T 52	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 30	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 159	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	no
T 131	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 226	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 231	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 368	ok	ok	ok	ok	ok	no	ok	no	no
T 396	ok	no	no	no	no	no	no	no	no
T 402	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
N.non ver	0	1	1	1	1	2	1	2	3
%	0,0	8,3	8,3	8,3	8,3	16,7	8,3	16,7	25,0

Momento flettente positivo M_3^-

	A_g								
	Min			Med			Max		
N° tr.	A	C	E	A	C	E	A	C	E
T 52	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	no	no
T 30	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 159	ok	no	no	no	no	no	no	no	no
T 131	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 226	ok	no	no	no	no	no	no	no	no
T 275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 231	ok	ok	no	ok	no	no	no	no	no
T 325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

T 358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 368	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 396	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 402	no	no	no	no	no	no	no	no	no
N.non ver	5	7	8	7	8	8	8	9	9
%	41,7	58,3	66,7	58,3	66,7	66,7	66,7	75,0	75,0

Taglio V_2

	A_g								
	Min			Med			Max		
N° tr.	A	C	E	A	C	E	A	C	E
T 52	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 30	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 159	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 131	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 226	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 275	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 231	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 368	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 396	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 402	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
N.non ver	7	7	7	7	7	7	7	7	7
%	58,3	58,3	58,3	58,3	58,3	58,3	58,3	58,3	58,3

C.1.7. Analisi Dinamiche: Pilastri 'Gruppo 2'

A_g		Cat. Terreno	CLS	N° pilastri non verificati a compressione Nsd>Nrd	N°Pilastri non verificati a pressoflessione	% Pilastri non verificati a pressoflessione su 137
A_g Min	0,072 g	A	C12/15	0	24	17,5%
			C16/20	0	24	17,5%
			C20/25	0	24	17,5%
			C25/30	0	22	16,1%
			C28/35	0	22	16,1%
		C	C12/15	0	53	38,7%
			C16/20	0	48	35,0%
			C20/25	0	48	35,0%
			C25/30	0	47	34,3%
			C28/35	0	47	34,3%
		E	C12/15	0	60	43,8%
			C16/20	0	56	40,9%
			C20/25	0	55	40,1%
			C25/30	0	55	40,1%
			C28/35	0	54	39,4%
A_g Med	0,111 g	A	C12/15	0	42	30,7%
			C16/20	0	41	29,9%
			C20/25	0	41	29,9%
			C25/30	0	41	29,9%
			C28/35	0	40	29,2%
		C	C12/15	0	72	52,6%
			C16/20	0	69	50,4%
			C20/25	0	69	50,4%
			C25/30	0	66	48,2%
			C28/35	0	66	48,2%
		E	C12/15	0	76	55,5%
			C16/20	0	74	54,0%
			C20/25	0	74	54,0%

A_g		Cat. Terreno	CLS	N° pilastri non verificati a compressione Nsd>Nrd	N°Pilastri non verificati a pressoflessione	% Pilastri non verificati a pressoflessione su 137
			C25/30	0	74	54,0%
			C28/35	0	74	54,0%
A_g Max	0,160 g	A	C12/15	0	59	43,1%
			C16/20	0	57	41,6%
			C20/25	0	57	41,6%
			C25/30	0	57	41,6%
			C28/35	0	57	41,6%
		C	C12/15	0	83	60,6%
			C16/20	0	82	59,9%
			C20/25	0	81	59,1%
			C25/30	0	81	59,1%
			C28/35	0	81	59,1%
		E	C12/15	0	92	67,2%
			C16/20	0	87	63,5%
			C20/25	0	85	62,0%
			C25/30	0	85	62,0%
			C28/35	0	85	62,0%

C.1.8. Analisi Dinamiche: Travi 'Gruppo 2'

Momento flettente positivo M_3^+

	A_g Min.														
	A					C					E				
N° tr.	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35
T 52	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 30	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 159	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 131	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 226	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 231	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 368	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 396	ok	ok	ok	ok	ok	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 402	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
N.non ver	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

	A_g Med														
	A					C					E				
N° tr.	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35
T 52	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 30	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 159	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 131	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 226	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 231	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok

T 368	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	no	no	no	no	no
T 396	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 402	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
N.non ver	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2

	A_g Max														
	A					C					E				
N° tr.	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35
T 52	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 30	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 159	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	no	no	no	no	no
T 131	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 226	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 231	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 368	ok	ok	ok	ok	ok	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 396	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 402	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
N.non ver	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3

Momento flettente negativo M_3^-

	A_g Min														
	A					C					E				
N° tr.	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35
T 52	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 30	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 159	ok	ok	ok	ok	ok	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 131	no	no	no	ok	ok	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no

T 226	ok	ok	ok	ok	ok	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 231	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	no	no	no	no	no
T 325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 368	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 396	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 402	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
N.non ver	5	5	5	4	4	7	7	7	7	7	8	8	8	8	8

	A_g Med														
	A					C					E				
N° tr.	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35
T 52	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 30	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 159	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 131	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 226	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 231	ok	ok	ok	ok	ok	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 368	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 396	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 402	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
N.non ver	7	7	7	7	7	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8

	A_g Max														
	A					C					E				
N° tr.	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35
T 52	ok	ok	ok	ok	ok	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 30	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 159	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 131	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 226	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 231	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 368	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 396	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 402	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
N° non ver	8	8	8	8	8	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9

Taglio V_2

	A_g Min														
	A					C					E				
N° tr.	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35
T 52	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 30	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 159	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 131	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 226	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 231	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 325	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no

T 358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 368	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 396	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 402	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
%non ver	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58

	A_g Med														
	A					C					E				
N° tr.	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35
T 52	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 30	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 159	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 131	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 226	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 231	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 325	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 368	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 396	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 402	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
%non ver	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58

	A_g Max														
	A					C					E				
N° tr.	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35	C12 /15	C16 /20	C20 /25	C25 /30	C28 /35
T 52	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 30	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 159	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 131	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	no	ok	ok	ok	ok
T 226	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no

Allegato C

T 275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 231	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 325	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 368	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 396	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 402	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
%non ver	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58	58

C.1.9. Analisi Dinamiche: Verifiche SLD 'Gruppo 3'

Modello A2

SLD A_g min	**Joint**	dr+x	dr-x	dr+y	dr-y	h	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica
	-	mm	mm	mm	mm	mm	x+	x-	y+	y-
P.4T.	301-302	0	0	0	0	4700	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
P.3T.	294-290	0	0	0	0	5200	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
P.2T.	290-286	1,424	1,471	3,077	3,372	4600	0,00031	0,00032	0,00067	0,00073
P.1T.	286-255	2,15	2,308	3,241	3,67	4400	0,00049	0,00052	0,00074	0,00083
P.2	255-193	1,183	1,481	1,586	1,968	3500	0,00034	0,00042	0,00045	0,00056
P.1	193-126	0,956	2,028	1,950	2,162	3700	0,00026	0,00055	0,00053	0,00058
P.T.	126-53	0,923	1,551	1,323	1,460	3300	0,00028	0,00047	0,00040	0,00044
P.S.	53-54	0,255	0,340	0,292	0,286	2900	0,00009	0,00012	0,00010	0,00010

Modello A

SLD A_g min	**Joint**	dr+x	dr-x	dr+y	dr-y	h	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica
	-	mm	mm	mm	mm	mm	x+	x-	y+	y-
P.4T.	301-302	0	0	0	0	4700	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
P.3T.	294-290	0	0	0	0	5200	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
P.2T.	290-286	1,291	1,342	2,504	2,788	4600	0,00028	0,00029	0,00054	0,00061
P.1T.	286-255	1,991	2,170	2,827	3,218	4400	0,00045	0,00049	0,00064	0,00073
P.2	255-193	0,946	1,320	1,196	1,490	3500	0,00027	0,00038	0,00034	0,00043
P.1	193-126	0,626	1,912	0	0	3700	0,00017	0,00052	0,00000	0,00000
P.T.	126-53	0,832	1,596	0	0	3300	0,00025	0,00048	0,00000	0,00000
P.S.	53-54	0,319	0,430	0	0	2900	0,00011	0,00015	0,00000	0,00000

Modello B

SLD Ag min	**Joint**	dr+x	dr-x	dr+y	dr-y	h	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica
	Text	mm	mm	mm	mm	mm	x+	x-	y+	y-
P.4T.	301-302	0	0	0	0	4700	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
P.3T.	294-290	0	0	0	0	5200	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
P.2T.	290-286	2,918	2,935	2,683	2,940	4600	0,00063	0,00064	0,00058	0,00064

P.1T.	286-255	2,258	2,282	2,966	3,373	4400	0,00051	0,00052	0,00067	0,00077
P.2	255-193	0,484	0,527	1,199	1,563	3500	0,00014	0,00015	0,00034	0,00045
P.1	193-126	0,402	1,278	0	0	3700	0,00011	0,00035	0,00000	0,00000
P.T.	126-53	0,651	1,191	0	0	3300	0,00020	0,00036	0,00000	0,00000
P.S.	53-54	0,242	0,305	0	0	2900	0,00008	0,00011	0,00000	0,00000

Modello C

SLD A_g min	**Joint**	dr+x	dr-x	dr+y	dr-y	h	Verifica	Verifica	Verifica	Verifica
	Text	mm	mm	mm	mm	mm	x+	x-	y+	y-
P.4T.	301-302	0	0	0	0	4700	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
P.3T.	294-290	0	0	0	0	5200	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
P.2T.	290-286	1,390	1,417	2,318	2,681	4600	0,00030	0,00031	0,00050	0,00058
P.1T.	286-255	2,047	2,101	2,589	3,068	4400	0,00047	0,00048	0,00059	0,00070
P.2	255-193	0,999	1,070	0,989	1,263	3500	0,00029	0,00031	0,00028	0,00036
P.1	193-126	0,545	1,319	0	0	3700	0,00015	0,00036	0,00000	0,00000
P.T.	126-53	0,726	1,265	0	0	3300	0,00022	0,00038	0,00000	0,00000
P.S.	53-54	0,310	0,400	0	0	2900	0,00011	0,00014	0,00000	0,00000

C.1.10. Analisi Dinamiche: Pilastri 'Gruppo 4'

VERIFICHE PILASTRI (117 pilastri)					
A_g		**Categoria sottosuolo**	**N° pilastri non verificati a compressione Nsd>Nrd**	**N°Pilastri non verificati a pressoflessione**	**% Pilastri non verificati a pressoflessione su 117**
A_g Min	0,072 g	A	0	25	21,4
		C	0	40	34,2
		E	0	41	35,0
A_g Med	0,111 g	A	0	35	29,9
		C	0	56	47,9
		E	0	58	49,6
A_g Max	0,160 g	A	0	49	41,9
		C	0	68	58,1
		E	0	70	59,8
				MEDIA:	42,0

C.1.11. Analisi Dinamiche: Travi 'Gruppo 4'

Momento flettente positivo M_3^+

	A_g								
	Min			Med			Max		
N° trave	A	C	E	A	C	E	A	C	E
T 52	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 30	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 159	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	no
T 174	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 260	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	no
T 275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 231	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 368	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	no	no
N.non ver	0	0	0	0	0	0	0	1	3
%	0	0	0	0	0	0	0	8,3	25

Momento flettente negativo M_3^-

	A_g								
	Min			Med			Max		
N° trave	A	C	E	A	C	E	A	C	E
T 52	ok	ok	ok	ok	no	no	ok	no	no
T 30	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 159	ok	ok	no	ok	no	no	ok	no	no
T 174	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 260	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 231	ok	no	no	ok	no	no	no	no	no
T 325	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	no
T 358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 368	no	no	no	no	no	no	no	no	no
N.non ver	2	4	5	3	5	5	5	6	6

%	17	33	42	25	42	42	42	50	50

Taglio V_2

	A_g								
	Min			Med			Max		
N° trave	A	C	E	A	C	E	A	C	E
T 52	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 30	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 159	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 174	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 260	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 231	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 325	ok	no	no	no	no	no	no	no	no
T 358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 368	no	no	no	no	no	no	no	no	no
N.non ver	5	6	6	6	6	6	6	6	6
%	42	50	50	50	50	50	50	50	50

C.1.12. Analisi Dinamiche: Pilastri 'Gruppo 5'

Verifiche pilastri (137 pilastri)					
A_g		**Categoria sottosuolo**	**N° pilastri non verificati a compressione Nsd>Nrd**	**N°Pilastri non verificati a pressoflessione**	**% Pilastri non verificati a pressoflessione su 137**
A_g Min	0,072 g	A	0	22	16,06
		C	0	52	37,96
		E	0	58	42,34
A_g Med	0,111 g	A	0	40	29,2
		C	0	62	45,26
		E	0	71	51,82
A_g Max	0,160 g	A	0	55	40,15
		C	0	75	54,74
		E	0	83	60,58
				MEDIA:	42,01

C.1.13. Analisi Dinamiche: Travi 'Gruppo 5'

Momento flettente positivo M_3^+

	A_g								
	Min			Med			Max		
N° tr.	A	C	E	A	C	E	A	C	E
T 52	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 30	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 152	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 174	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 226	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 231	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 337	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 322	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	no
T 396	ok	no	no	ok	no	no	no	no	no
T 476	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	no	no
N.non ver	0	1	1	0	1	1	1	2	3
%	0	8	8	0	8	8	8	17	25

Momento flettente negativo M_3^-

	A_g								
	Min			Med			Max		
N° tr.	A	C	E	A	C	E	A	C	E
T 52	ok	ok	ok	ok	no	no	ok	no	no
T 30	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 152	ok	ok	no	ok	no	no	ok	no	no
T 174	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 226	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 231	ok	no	no	ok	no	no	no	no	no

T 337	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	no
T 358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 322	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 396	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 476	ok	ok	no	ok	no	no	no	no	no
N.non ver	4	5	7	4	8	8	6	8	9
%	33	42	58	33	67	67	50	67	75

Taglio V_2

	A_g								
	Min			Med			Max		
N° tr.	A	C	E	A	C	E	A	C	E
T 52	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 30	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 152	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 174	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 226	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 275	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 231	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 337	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 358	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok
T 322	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 396	no	no	no	no	no	no	no	no	no
T 476	no	no	no	no	no	no	no	no	no
N.non ver	5	7	7	6	9	9	8	9	9
%	42	58	58	50	75	75	67	75	75