

VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA DI EDIFICI DI PROPRIETA' REGIONALE

*Casi particolari relativi alle scelte di modellazione ed alle
interpretazioni dei risultati finali dell'analisi sismica*



Autori:

Ing. Tonino Achilli (Regione Marche)

Ing. Alessandro Bianchi (Regione Marche)

VOLUME 1

Sommario

Premessa	3
Struttura dei capitoli.....	3
1 - Edificio del Consiglio Regionale – ex palazzo delle Ferrovie	4
Conoscenza del manufatto.....	5
Aspetti particolari della modellazione.....	8
Modellazione della copertura	8
2 - Residenza “C. Crivelli” – Ascoli Piceno	13
Conoscenza del manufatto.....	14
Aspetti particolari della modellazione.....	16
Modellazione della copertura	18
Modellazione dell’edificio in elevazione	19
Sintesi dei risultati delle verifiche sismiche globali e locali	22
Valutazione delle progressione del danno e previsione di opere di miglioramento sismico.....	24
Programmazione e gestione delle attività di mitigazione del rischio sismico.....	25

Premessa

Recentemente, l'ufficio tecnico del settore Rischio Sismico della Regione Marche, adempiendo agli obblighi sanciti dall'opcm 3274/2003 e s.m.i., ha eseguito la verifica sismica di alcuni edifici di proprietà destinati a diverse funzioni pubbliche.

Nello specifico è stata effettuata la valutazione della vulnerabilità sismica dei seguenti fabbricati:

- Edificio del Consiglio Regionale, ex Palazzo delle Ferrovie – p.zza Cavour Ancona;
- Residenza “C. Crivelli” – Ascoli Piceno;
- Palazzo Gugliani – Macerata;
- Centro Culturale “Benedetto XIII” – Camerino (MC)

I risultati delle singole verifiche sono stati riportati in specifiche relazioni tecniche redatte ai sensi della DGR n.168 del 26 luglio 2010, nelle quali sono state descritti dettagliatamente i principi ed i criteri con cui sono state eseguite le verifiche.

Tra gli aspetti più interessanti che caratterizzano la verifica sismica di un fabbricato ci sono senz'altro quelli legati alla modellazione dell'edificio ed all'interpretazione dei risultati uscenti dal software; l'esperienza ha infatti ormai dimostrato che non è possibile standardizzare le procedure di verifica per una struttura esistente, perché questa generalmente è caratterizzata da singolarità costruttive che la rendono unica e che costringono il tecnico a scelte particolari e spesso valide solo per “quello” specifico caso.

La presente pubblicazione riporta proprio quegli aspetti singolari che hanno caratterizzato le scelte effettuate durante l'esecuzione delle verifiche, con particolare riferimento agli aspetti della modellazione, all'interpretazione dei risultati e alle indicazioni fornite per le attività di gestione del fabbricato in funzione delle vulnerabilità riscontrate.

Si ritiene particolarmente utile ricordare che, come avviene sempre quando si affronta la verifica di vulnerabilità di un edificio esistente, le scelte effettuate dal tecnico assumono un forte carattere di prestazionalità.

Pur essendo scelte totalmente coerenti con l'indole, anche questa prestazionale, dell'impianto normativo sulle costruzioni esistenti, le indicazioni riportate nel documento non devono essere considerate come “verità assoluta”, ma vanno interpretate e trattate come idee metodologiche di valutazione che possono costituire un interessante suggerimento per la trattazione di casi analoghi o similari.

Sarà cura del tecnico, se lo riterrà opportuno, trarre spunto dalle riflessioni riportate nei capitoli seguenti e convertirle in procedure di valutazione ed analisi che si troverà ad affrontare nella propria esperienza professionale.

Struttura dei capitoli

I capitoli che seguono sono strutturati in modo da presentare inizialmente una breve descrizione del fabbricato, seguita poi da un paragrafo che descrive la problematica particolare da relazionare.

Parte dei paragrafi sono estratti direttamente dalla relazione di calcolo allegata alle verifiche.

1 - Edificio del Consiglio Regionale – ex palazzo delle Ferrovie

L'ex Palazzo delle Ferrovie fu edificato alla fine del 1800; del progetto originario non è stato ritrovato nulla, tuttavia una serie di immagini storiche riprese da privati ed appassionati di fotografia e disponibili su internet, ha permesso di ottenere alcune informazioni sull'evoluzione storica del fabbricato.

L'edificio ha mantenuto sin dall'epoca la sua configurazione planivolumetrica principale, anche se alcune immagini dimostrano che una piccola porzione di fabbricato è stato oggetto di una leggera parziale sopraelevazione, opera che probabilmente fu realizzata in concomitanza della ristrutturazione della copertura che si trovava in questa zona.



Di fatto, le informazioni in nostro possesso, sembrano dimostrare che i lavori più significativi siano stati realizzati proprio in corrispondenza degli orizzontamenti, con certezza su quello di copertura, con molta probabilità anche sugli impalcati intermedi, laddove sono stati posati anche diffusi elementi di tirantaggio (catene) oggi visibili in alcuni punti dei prospetti esterni.



Figura 3 - odierna configurazione della copertura

Ad integrare le informazioni desumibili dalle sequenze fotografiche, oggi si ha a disposizione anche un rilievo geometrico-architettonico, redatto in occasione di recenti lavori di riqualificazione e redistribuzione degli ambienti interni.

Tale documento sembra dimostrare che in epoche passate furono realizzate opere di modifica degli spazi interni tali per cui alcuni setti murari potrebbero essere stati rimossi, modificati o ridotti in sezione, per fornire maggior fruibilità agli ambienti. Tali lavori tuttavia non sono stati particolarmente pesanti e non risultano significativamente diffusi, incidendo solo in alcuni maschi murari dove in alcuni casi sono state create probabilmente anche nuove aperture.

Gli allineamenti delle finestre esterne sono rimasti praticamente immutati nel tempo, mentre con tutta probabilità sono stati realizzati nuovi nuclei scala interni (quelli secondari) e nuclei ascensore per il collegamento verticale tra i vari piani.

L'impressione è che queste opere non abbiano inciso in modo significativo sulla configurazione strutturale del fabbricato (che risulta di significative dimensioni e le cui murature resistenti sono dotate di spessori importanti) e soprattutto sulla ipotetica risposta sismica del fabbricato. Di fatto le scale sono comunque poste in modo piuttosto simmetrico, almeno rispetto ad una delle due dimensioni principali, ed i solai (probabilmente rifatti anche questi nel tempo) risultano sufficientemente rigidi nel proprio piano.

Le informazioni attualmente disponibili, sono state integrate da alcune ulteriori operazioni di acquisizione del livello di conoscenza del fabbricato, constatanti in:

- Rilievo geometrico-architettonico delle aperture (porte e finestre);
- Controllo di alcuni spessori murari;
- Analisi endoscopica sui solai per la determinazione degli spessori strutturali e delle stratigrafie;
- Analisi visiva della qualità della tessitura muraria e di quella della malta;
- Rilievo geometrico strutturale delle capriate metalliche presenti nella copertura attuale;
- Prove di caratterizzazione geofisica dei terreni di sedime.

Per l'acquisizione di ulteriori dettagli riguardanti eventuali opere eseguite negli ultimi decenni ci si è avvalsi anche del supporto di alcune "memorie storiche" presenti tra il personale interno all'edificio.

Conoscenza del manufatto

L'edificio oggetto di valutazione è attualmente destinato ad accogliere alcuni uffici della Regione Marche, aperti eventualmente anche al pubblico.

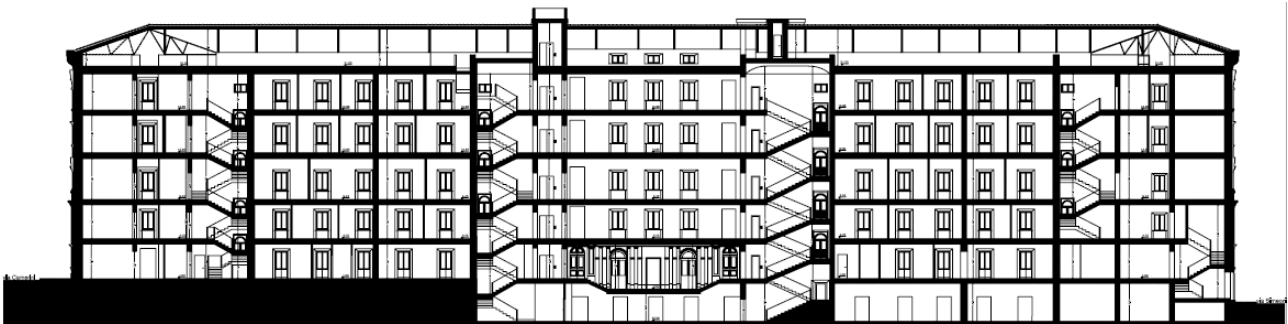


Figura 4 - Sezione longitudinale

Il fabbricato si sviluppa in altezza per complessive 6 elevazioni (circa 25 metri), di cui la prima parzialmente seminterrata e sviluppa in pianta circa 2.550 mq, per un volume complessivi di circa 63.750 mc.

Planimetricamente il corpo di fabbrica possiede una forma allungata di tipo a pettine, che rimane costante per tutte le elevazioni; con gli anni all'interno delle aree libere evidenziate in rosso nella seguente figura, sono stati inseriti degli elementi strutturali tali da non influenzare significativamente la risposta sismica del fabbricato originario. Tali elementi risultano dunque secondari ed il livello di protezione sismica degli stessi va valutato a parte.

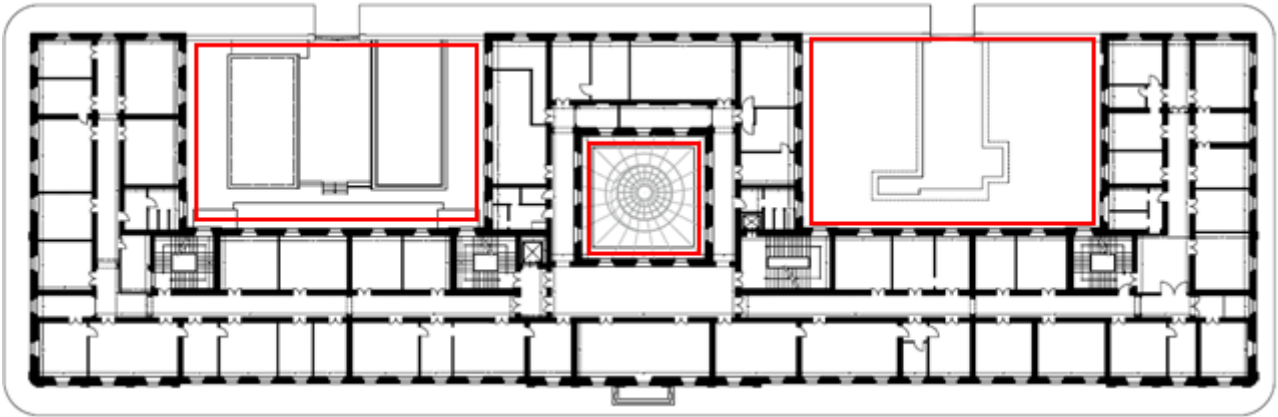


Figura 5 - Pianta piano tipo con evidenziate le zone con elementi strutturali secondari

In particolare la zona rossa centrale, originariamente una sorta di chiostro, è stata richiusa con una artistica copertura in acciaio che ha permesso la realizzazione della cosiddetta “Pagoda”, l’attuale sala del Consiglio; di fatto si tratta di una struttura leggera, che incide nulla a livello sismico apportando solo un leggerissimo, insignificante incremento della masse in gioco.

Le altre due zone sono caratterizzate dalla presenza di annessi strutturali ad un piano, contenenti bar, magazzini e centrali tecnologiche. Queste strutture, costruite in epoche più recenti, possono essere trattate separatamente dal contesto strutturale principale perché di fatto l’incidenza sul comportamento globale è poco significativo.

La copertura attuale è costituita in gran parte da un sistema di capriate metalliche che poggiano su dei cordoli laterali in c.a. e su dei baggioli in cemento armato spiccanti dalle strutture murarie sottostanti; tali opere metalliche sono frutto di un recente intervento di ristrutturazione e coinvolgono tutta la copertura ad eccezione dei torrini i cui implacato di copertura è piano in latero cemento.



Figura 6 - Capriate metalliche di copertura

Come visibile dalla foto soprastante, il solaio di copertura è formato da una serie di tavelline poggianti sulle strutture secondarie metalliche di collegamento tra le capriate stesse, mentre perimetralmente si nota la presenza di un cordolo in c.a. che ha la funzione di “legare” le murature.

Nel corso degli anni l'edificio ha sicuramente subito degli interventi strutturali, probabilmente a causa degli eventi sismici che hanno coinvolto la città di Ancona dall'epoca della costruzione del fabbricato; almeno due sono gli eventi sismici significativi che il fabbricato ha subito e sono quelli relativi ai terremoti di Senigallia del 1930 e quello di Ancona del 1972, terremoti la cui intensità richter stimata è compresa tra 5 e 6 gradi all'epicentro.

Non si hanno notizie di particolari interventi strutturali eseguiti sul fabbricato a seguito di tali eventi, tuttavia sono oggi visibili nel fabbricato sia diverse catene metalliche, sia delle cuciture armate in corrispondenza dei martelli e dei cantonali, opere che possono rientrare negli odierni interventi di riparazione e rafforzamento locale, utili al disinnescamento di eventuali meccanismi di primo modo e funzionali a garantire un efficiente comportamento scatolare.



Figura 7 - Parte di facciata - visione della testa dei bulloni del capochiave presente sotto un primo strato di mattoncini



Figura 8 - Cuciture armate in corrispondenza di un martello murario (vista esterna)

Sia catene che cuciture metalliche sono visibili in alcuni punti perché lo strato superficiale di laterizio che le ricopriva è saltato per via della corrosione che interessa le armature in corrispondenza delle parti terminali più esterne; benché dal punto di vista manutentivo si consigli di adottare opportune opere di risanamento delle barre, dal punto di vista dell'efficacia del loro contributo antisismico alla "legatura" delle murature, si ritiene che ancora allo stato attuale, questo non sia compromesso.

E' ovvio però che alla lunga, se la corrosione dovesse ancora proseguire e coinvolgere in maniera importante le barre anche nei tratti immersi nella muratura, ci potrebbe essere un serio rischio di compromissione dell'efficacia della cucitura.

Anche molti architravi in c.a., risultano ammalorati; benché nei calcoli, a vantaggio di sicurezza, questi siano stati considerati non efficienti (fasce murarie incernierate agli estremi), si suggerisce di provvedere ad

opere di risanamento degli stessi, opere che possono certamente essere utili all'aumento delle risorse globali dell'edificio.



Figura 9 - Architravi ammalorati

Aspetti particolari della modellazione

Ai fini della valutazione della vulnerabilità sismica globale di edifici esistenti in muratura, la modellazione della copertura costituisce un aspetto spesso dibattuto, a volte anche in modo controverso.

Nei casi in cui la valutazione non riguardi aspetti legati ai meccanismi di primo modo per i quali risulta molto importante l'esatta posizione dei carichi (si pensi all'azione concentrata dovuta ad eventuali coperture spingenti), ciò che assume rilevanza è la distribuzione delle masse nel contesto planimetrico dell'impalcato, per cui quando la copertura ha una forma piuttosto simmetrica si tende a non modellare la copertura nella sua generalmente complessa organizzazione strutturale, quanto piuttosto si preferisce mettere un solaio di carico omogeneo equivalente.

Tuttavia, tanto più la copertura si allontana da questa situazione ottimale, quanto più l'approssimazione della schematizzazione diventa critica; infatti, poiché la distribuzione dei carichi non è più omogenea, la modellazione dovrebbe tener conto della collocazione delle masse in modo più puntuale.

Nel caso in discussione si è deciso di affrontare il problema nel modo di seguito descritto.

Modellazione della copertura

La copertura dell'edificio, come già accennato nei capitoli precedenti, è caratterizzata dalla presenza di capriate metalliche disposte in modo piuttosto regolare rispetto alla pianta del fabbricato; alcune capriate risultano "zoppe", cioè appoggiano in corrispondenza di alcuni pilastri in c.a. che di fatto interrompono la catena della capriata stessa.

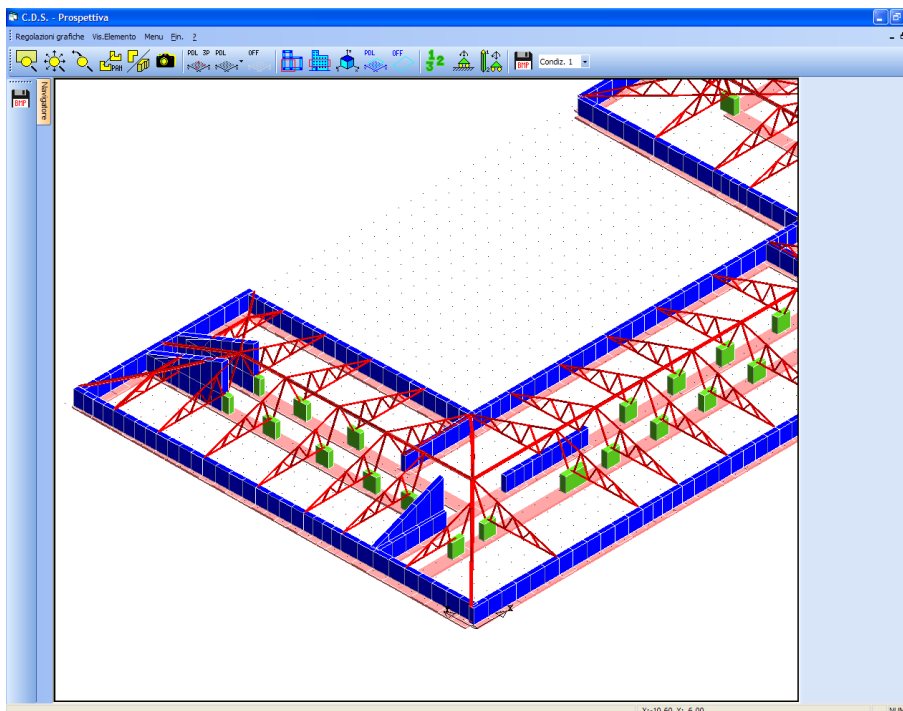


Figura 10 - Particolare raffigurante gli appoggi puntuali delle capriate

Ciò che rende irregolare la distribuzione delle masse in copertura è più che altro la presenza di alcuni setti murari che talvolta (come nel caso dei torrini), proseguono in altezza oltre la quota di colmo della copertura principale.

Le capriate di per sé scaricano puntualmente in corrispondenza del cordolo in c.a. che, tuttavia, possiede altezza e rigidità tali da riuscire a distribuire il carico concentrato in modo piuttosto diffuso sulle murature sottostanti.

Per controllare l'effetto verosimile della distribuzione del carico derivante dalla copertura si è proceduto alla creazione di un modello del solo sistema strutturale del tetto; le murature sottostanti sono state rappresentate con delle travi di fondazione di larghezza pari a 100cm su molle infinitamente rigide con l'obiettivo di determinare le pressioni unitarie da convertire poi in carichi a metro lineare, oppure in carichi concentrati, da implementare nel modello generale di calcolo.

La seguenti due figure forniscono diverse informazioni utili alla modellazione: innanzi tutto si apprezza che il cordolo in cemento armato riesce a fornire una buona diffusione del carico concentrato derivante dalla capriate metalliche ed inoltre l'andamento delle pressioni dimostra che i carichi sono distribuiti, ad eccezione che nelle murature perimetrali, in modo non omogeneo e soprattutto in modo concentrato sotto i pilastri in cemento armato.

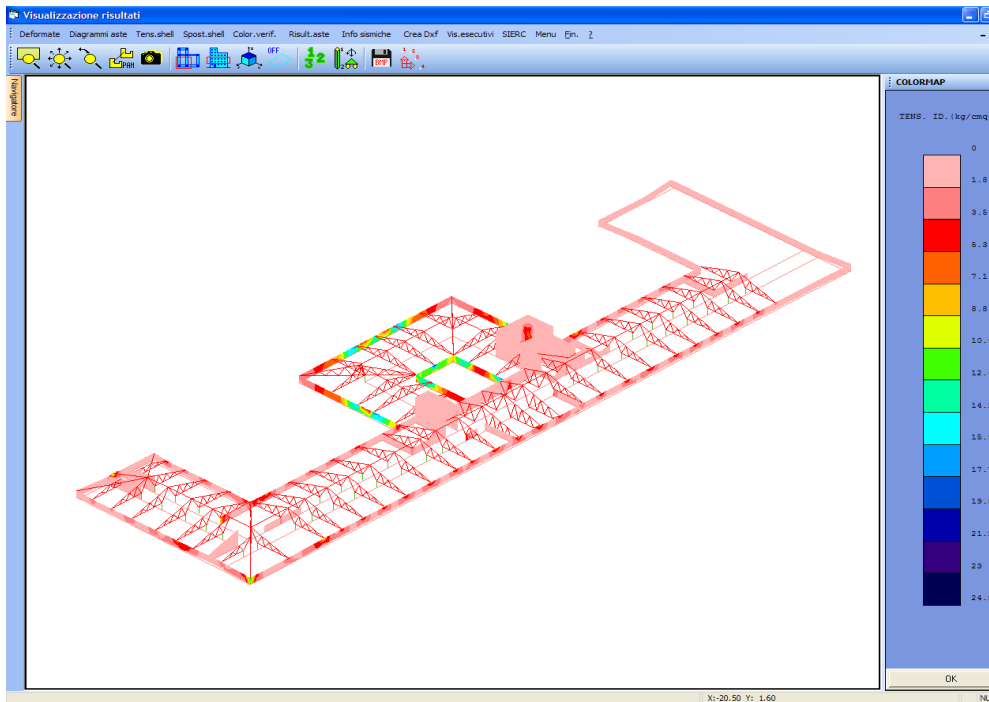


Figura 11 - Tensioni sugli elementi

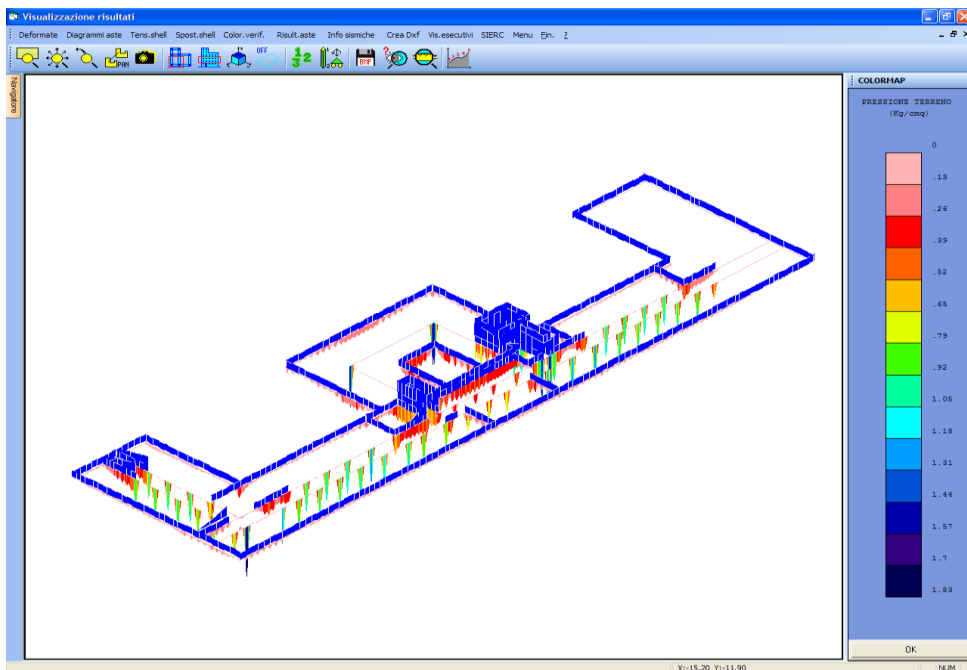


Figura 12 - Andamento delle pressione sulle murature sottostanti per effetto dei carichi della copertura

Il carico in copertura è stato assegnato dopo aver identificato la tipologia del solaio costituente le falde inclinate e quello delle coperture dei torrioni; poiché lo scopo principale è comunque quello di ricercare la massa sismica di piano, il carico della neve non è stato considerato, mentre quello di pesi propri e permanenti è stato preso col valore nominale.

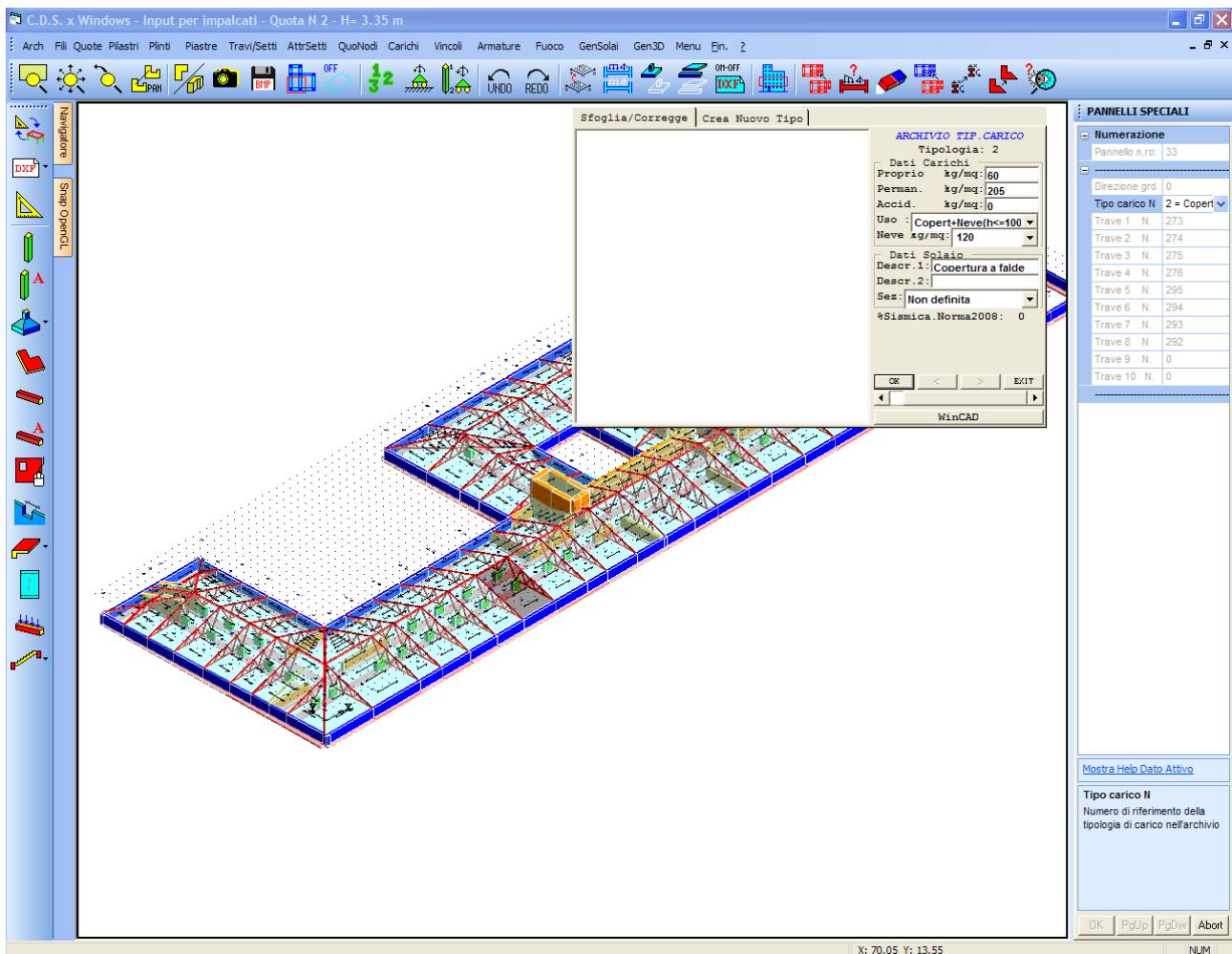


Figura 13 - Assegnazione del carico in copertura

Si è quindi proceduto ad identificare, in base ai valori sui singoli tratti, il valore medio della pressione, riconducendolo poi al corrispondente valore al metro lineare: tale procedura è lecita quando la pressione ha andamento più o meno costante, come avviene nella maggior parte dei casi ad eccezione che nei punti in cui si hanno effetti locali di particolari elementi, come i pilastri in c.a.

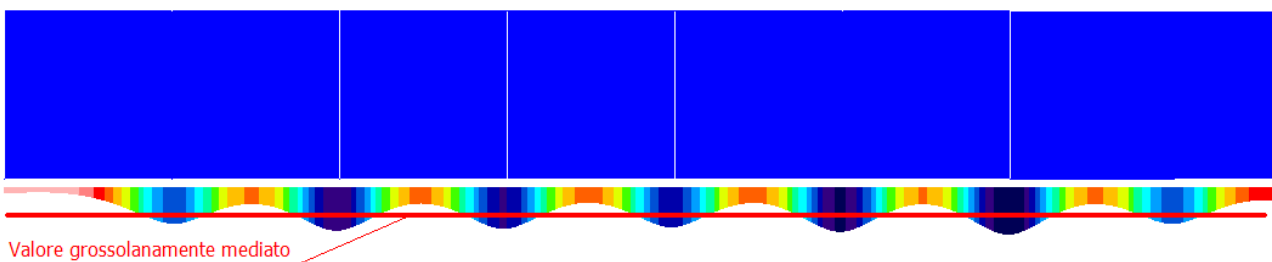


Figura 14

Prendendo come esempio la figura soprastante, identificato un tratto a pressione media pressoché costante, si è determinato il valore di pressione voluto e lo si è riconvertito, moltiplicandolo per la larghezza della finta trave di fondazione, ad un carico a metro lineare.

E' ovvio che questa procedura è piuttosto grossolana (ma ingegneristicamente efficace) perchè tende soprattutto a cogliere l'andamento delle pressioni piuttosto che il loro valore assoluto.

Per determinare quindi un valore più aderente alla realtà si è ricostruito un modello in cui le travi di fondazione sono state eliminate ed in corrispondenza di alcuni specifici punti sono stati inseriti degli appoggi; la figura successiva mostra i vincoli esterni con riferimento ad una porzione della copertura.

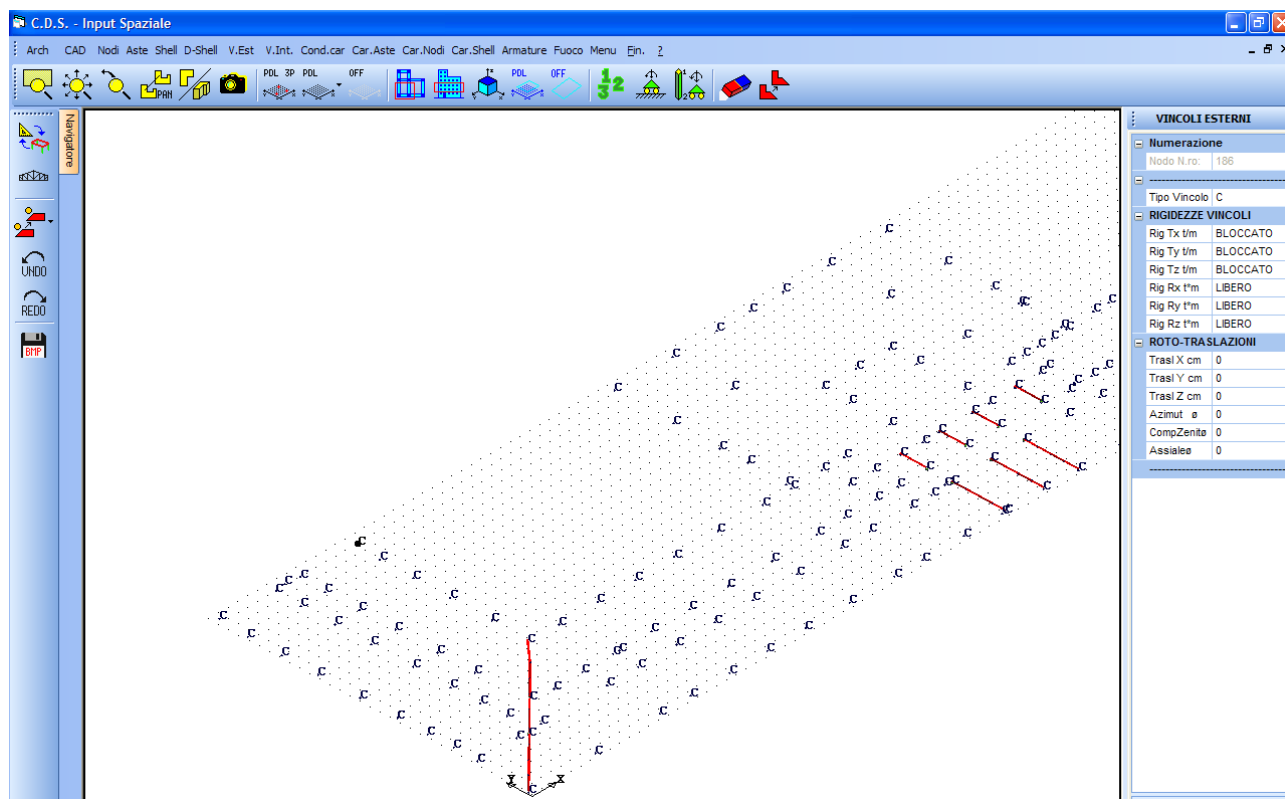


Figura 15 - Posizionamento degli appoggi

L'obiettivo di questo modello è quello di ricavare il peso complessivo della copertura, sommando le reazioni verticali nei vincoli esterni; così facendo si avrà un valore totale più verosimile da confrontare con quello ottenuto dal modello con le pressioni che di conseguenza verrà opportunamente "tarato".

Il peso complessivo della copertura, depurato del peso dei cordoli in c.a. che verranno modellati direttamente nel modello globale dell'edificio è pari a circa 1.055 tonnellate, che corrisponde su unità di superficie a circa 390Kg/m² e tiene conto complessivamente del carico derivante da:

- Solaio a falde inclinate (stimato in circa 260 Kg/m²);
- Solaio dei torrini;
- Capriate metalliche;
- Peso delle murature presenti sopra la quota del sottotetto.

Il carico però non assume una distribuzione regolare, ma in coerenza con le valutazioni sopra fatte, viene implementato nel modo raffigurato nella seguente figura.

Per opportunità di visualizzazione, il carico linearmente distribuito derivante dalla copertura è stato caratterizzato come se fosse un carico da tamponatura con peso unitario di 1000 Kg/mq; in questo modo, moltiplicandolo per una altezza opportuna si è ricostruito il carico al metro lineare precedentemente determinato, diversificandolo da zona a zona.

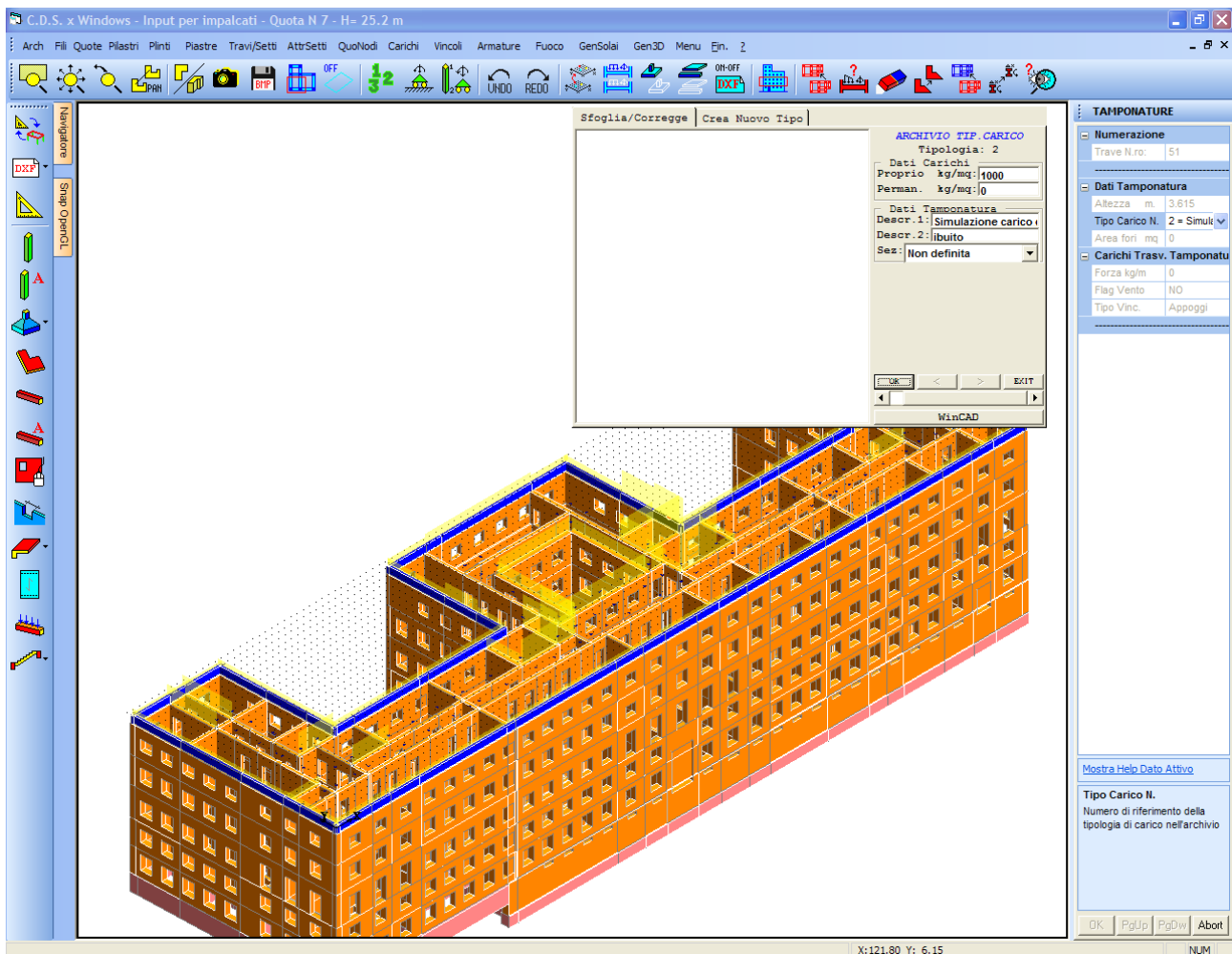


Figura 16 - Distribuzione dei carichi nella copertura

L'effetto dei carichi dovuti alla presenza dei pilastri in c.a. è stato invece implementato inserendo nel modello dei nodi specifici in corrispondenza dei quali è stato assegnata una forza verticale pari alle reazioni rilevata nel modello opportunamente dedicato.

2 - Residenza "C. Crivelli" - Ascoli Piceno

L'edificio denominato "Residenza Crivelli" fu edificato nei primi decenni del 1900 ed è oggi un fabbricato residenziale adibito ad accogliere gli studenti dell'Università degli studi di Camerino, sedi di Ascoli Piceno.

Rispetto alla sua configurazione originaria l'edificio ha senz'altro subito diverse trasformazioni tra cui la più rilevante è avvenuta a metà degli anni '90, epoca in cui furono realizzati dei nuovi solai in latero cemento, compresa la copertura, fu realizzato un nuovo vano scala con nucleo ascensore in c.a. e furono effettuate diverse trasformazioni alle aperture presenti sulle murature esterne, alcune delle quali furono richiuse, altre realizzate ex-novo.

Le opere eseguite hanno apportato notevoli modifiche allo schema strutturale del fabbricato avendo di fatto trasformato completamente l'interno, dove non sono più presenti murature ma pilastri e travi in cemento armato.

Le norme tecniche vigenti all'epoca della realizzazione di queste opere, non richiedevano particolari controlli sulle conseguenze di un siffatto tipo di intervento strutturale nei confronti del comportamento

globale del fabbricato, per cui le calcolazioni effettuate, pur essendo “a norma” risultano incomplete e riguardano essenzialmente il progetto di dimensionamento e verifica delle nuove opere in c.a.

L’attuale normativa sismica (DM 14 gennaio 2008), in caso di opere come quelle eseguite negli anni ’90, richiederebbe il controllo almeno del miglioramento sismico del fabbricato, obbligando quindi alla valutazione delle conseguenze dinamiche di una serie di opere strutturali di “impatto” come quelle eseguite, cosa che in effetti all’epoca non era richiesta in modo stringente.

Degli interventi eseguiti si hanno a disposizione le tavole strutturali ed una piccola ma fortemente incompleta relazione di calcolo, dalla quale si evincono pochissime informazioni.

Come già accennato, le trasformazioni più importanti hanno riguardato lo scheletro portante interno del fabbricato: le murature probabilmente presenti in origine sono state completamente rimosse e sostituite da due pilastri in cemento armato e da un nucleo ascensore in cemento armato.

I solai, compreso quello di copertura, sono stati completamente rifatti in latero cemento e collegati alle murature perimetrali mediante una connessione mista di cordolo in breccia e tratti a coda di rondine; in copertura è stato realizzato un cordolo-cornicione che ha funzione anche di eliminare le spinte dei cosciali di una copertura di tipo a padiglione.

Non vi sono a disposizione le tavole relative alle armature della scala e del nucleo ascensore, così come sono assenti le informazioni sulle tipologie di richiusura delle vecchie bucaie presenti nelle facciate perimetrali esterne.

Conoscenza del manufatto

Il fabbricato si sviluppa su quattro elevazioni la prima delle quali, che accoglie sostanzialmente magazzini e locali di servizio, è seminterrata, mentre le altre accolgono appartamenti affittati a studenti.

Detto degli interventi strutturali eseguiti negli anni ’90, occorre aggiungere che le murature perimetrali sono di tipologia mista mattoni pieni e pietre, con malta non omogenea e caratterizzata da notevoli “vuoti”.

Le fondazioni, non indagate sono di tipo superficiale, comprese quelle dei nuovi pilastri interni in c.a., che sono di tipo a plinto diretto, collegati da cordoli 30x50.

Sul vano scale si hanno poche informazioni: in particolare esso appare collegato alle travi di solaio e parzialmente alle murature esterne, ma non sembrano presenti dei collegamenti con la struttura in c.a. del nucleo ascensore. Quanto descritto è una supposizione desumibile dalla scarsa documentazione in possesso, tuttavia non avendo certezza di quanto affermato, in fase di calcolo si provvederà a valutare il comportamento strutturale del fabbricato una volta tenendo conto della presenza del nucleo, la seconda no, come se il nucleo vivesse di vita propria.

Per quanto riguarda la parte seminterrata, occorre specificare che ai fini del calcolo l’eventuale benefico effetto (tra l’altro tutto da dimostrare!) non verrà considerato a favore di sicurezza, pertanto il fabbricato viene trattato a tutti gli effetti come se fosse a quattro elevazioni fuori terra.

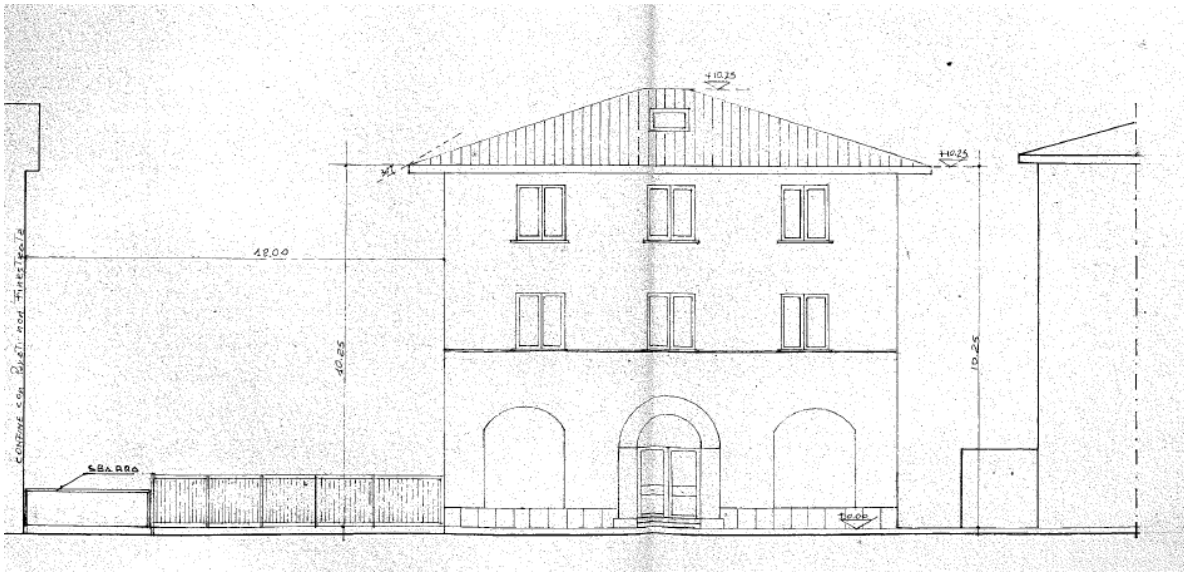


Figura 17 - Fronte Principale

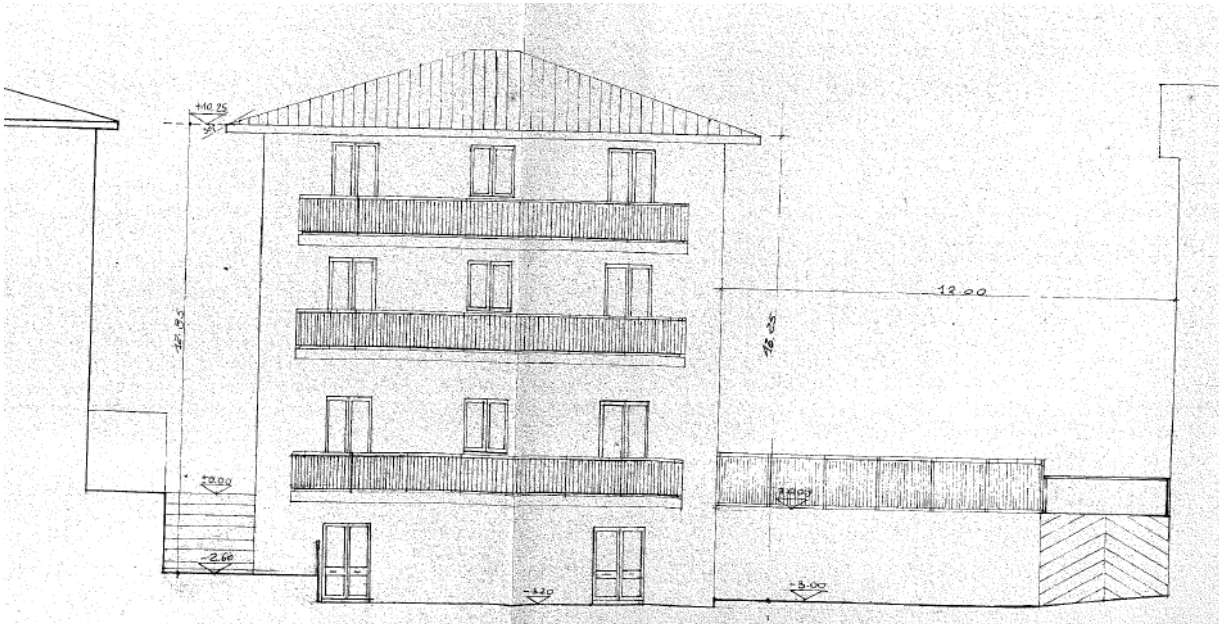


Figura 18 - Fronte posteriore

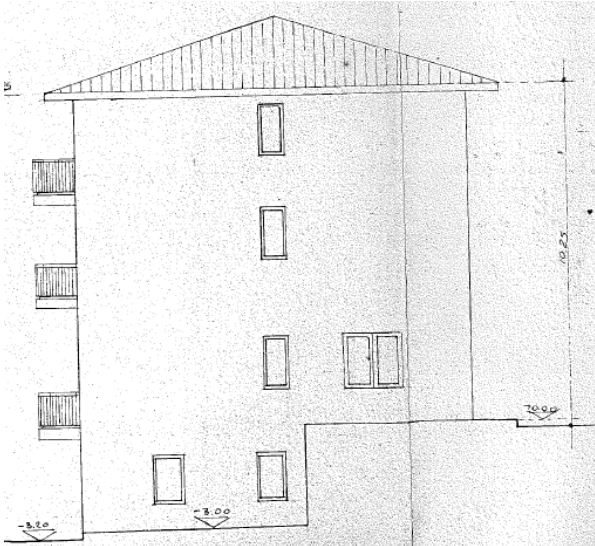


Figura 19 - Fronte laterale sx

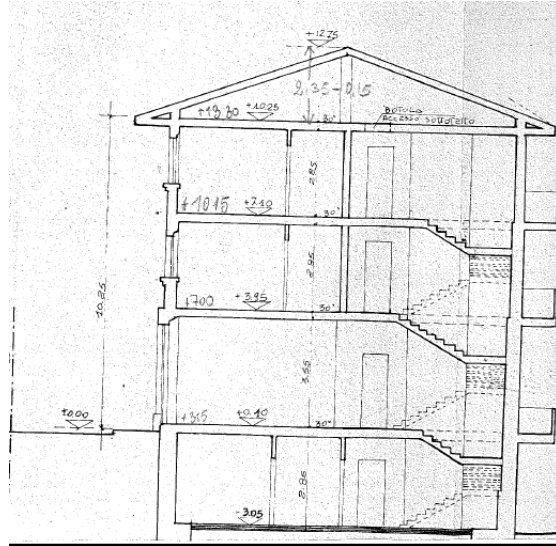


Figura 20 - Sezione Tipo



Figura 21 - Fronte laterale con visibile muro di contenimento

In corrispondenza del fronte laterale sx, visto da tergo, è presente un muro di contenimento terra alto circa 2 metri.

Non si hanno informazioni sul grado di connessione tra muro e struttura, ma presumibilmente le strutture sono solo addossate, non essendoci di fatto collegamento strutturale.

Durante un evento sismico quindi c'è la possibilità che le due strutture possano martellarsi, tuttavia la consistenza della parete muraria del fabbricato, spesso 70 cm circa, rispetto a quella del muro è tale per cui non si dovrebbero verificare effetti negativi sull'edificio, quanto piuttosto sul muro stesso.

Per queste ragioni, ai fini del calcolo il muretto di contenimento non viene considerato

Aspetti particolari della modellazione

Come già accennato poc'anzi, una delle problematiche di modellazione è stata quella relativa al considerare partecipante o meno il nucleo ascensore nella risposta sismica complessiva del fabbricato.

Il dubbio nasce dal fatto che la mancanza di conoscenza del dettaglio costruttivo e l'assenza di idonei approfondimenti di indagine, hanno fatto permanere l'incertezza su questo aspetto che costituisce un punto importante per la corretta definizione del modello di calcolo.

Dovendo superare queste difficoltà si è deciso di analizzare la struttura tenendo conto di due schemi di calcolo alternativi, il primo che prevede la partecipazione del nucleo, il secondo che invece la esclude.

Come era lecito aspettarsi le differenze sostanziali già si rilevano nello studio della regolarità del fabbricato e nella sua analisi modale.

La presenza del nucleo ascensore sbilancia le rigidità dell'intero edificio verso se stesso ed irrigidisce la struttura.

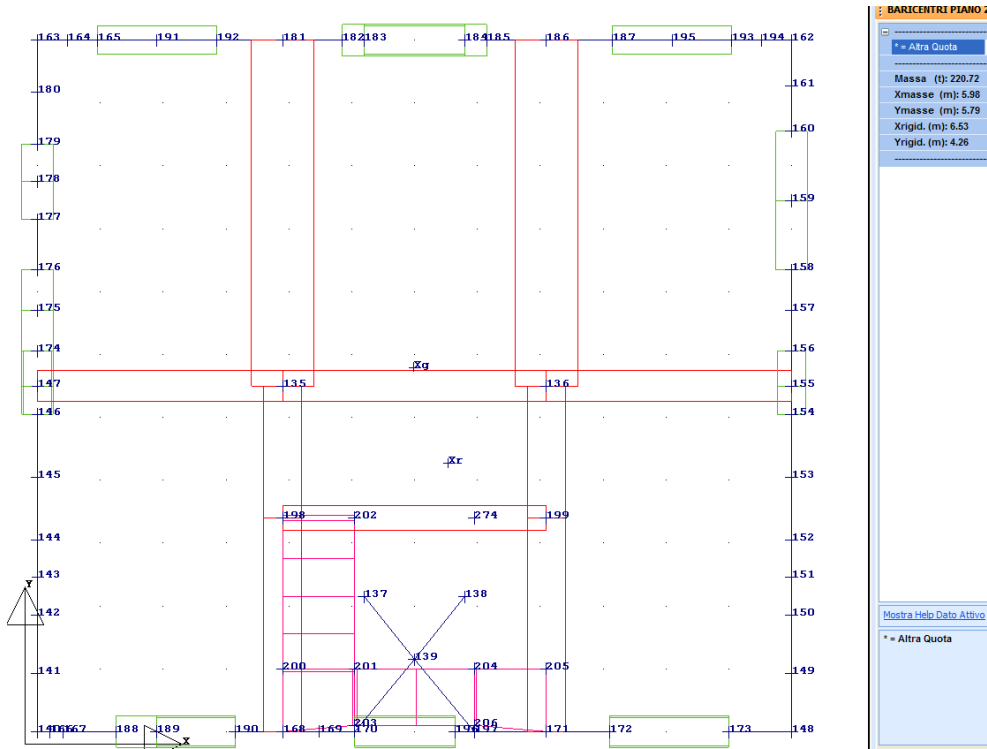


Figura 22 - Baricentri - modello con nucleo ascensore

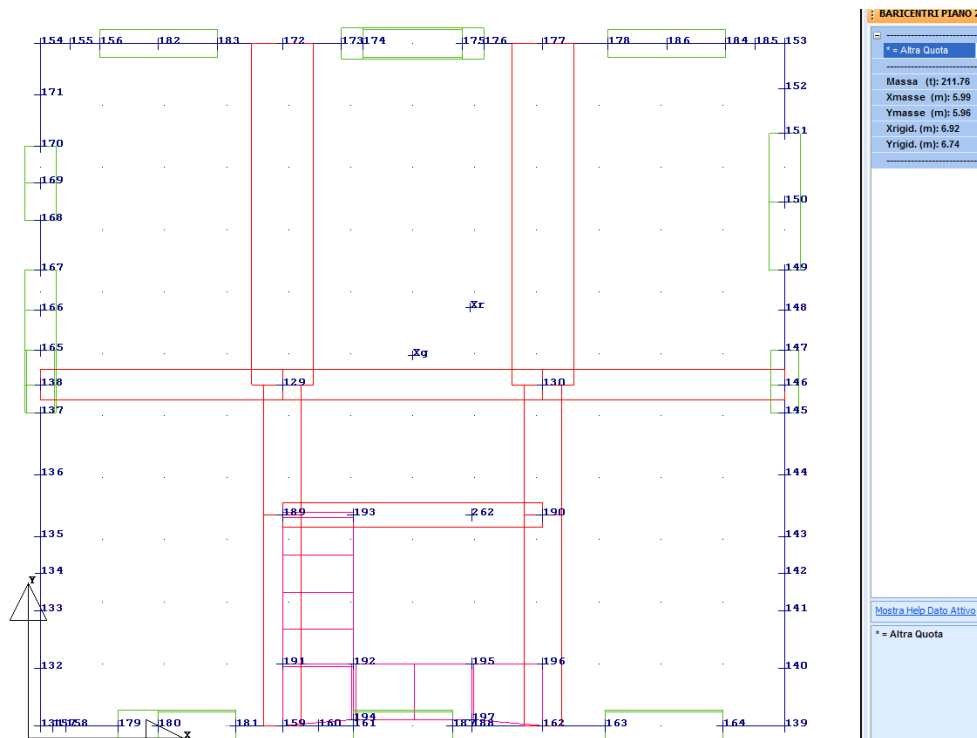


Figura 23 - Baricentri - modello senza nucleo ascensore

Dal punto di vista dell'analisi modale invece la presenza dell'irregolarità introdotta dal nucleo ascensore, disperde un pò di massa nei modi superiori a quelli principali, aumentando quindi l'effetto del contributo del modo torsionale e dei modi flessionali mobilitati in particolare proprio dagli elementi del nucleo.

Modellazione della copertura

La copertura dell'edificio è stata modellata riproducendo la configurazione plano-volumetrica degli elementi strutturali essenziali, così come risulta dalla tavole del progetto di ristrutturazione.

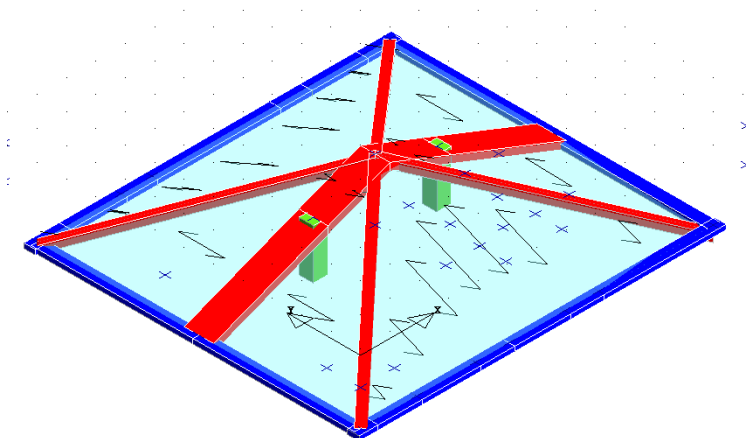


Figura 24 - Falde di copertura

Per considerare l'effetto della presenza del cordolo perimetrale in c.a., è stato modellato un elemento setto (blu) di opportuna larghezza e spessore.

Il solaio del sottotetto è invece stato modellato in modo differente a seconda della presenza del nucleo ascensore o meno: nel caso di presenza di nucleo, dovendo ipotizzare un collegamento tra questo ed il solaio stesso, è stata modellata una piastra di spessore pari a 4 cm (come la "caldana" di solaio), mentre nel caso in cui il nucleo non è stato considerato, è stato semplicemente riprodotto un solaio come carico.

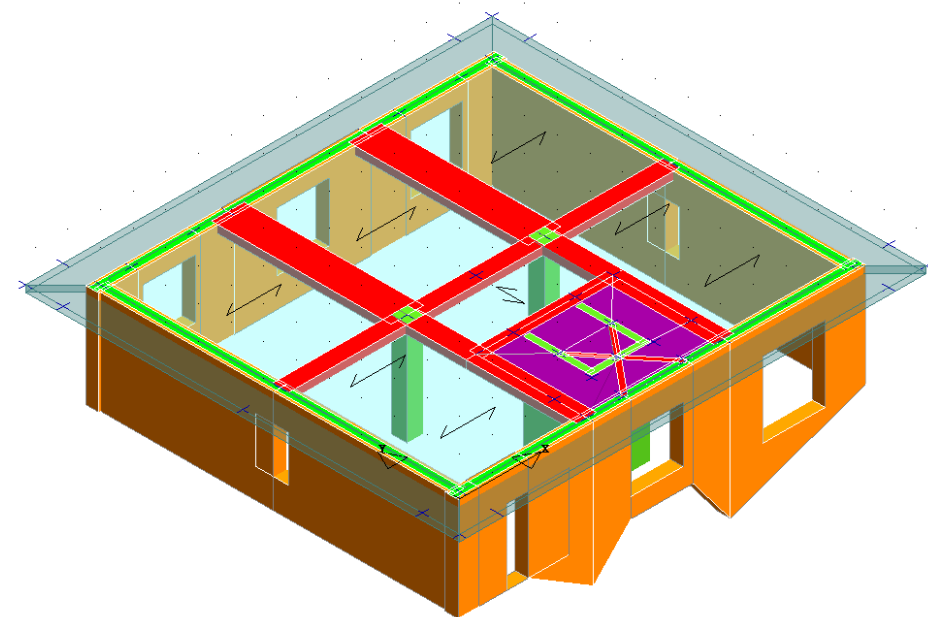


Figura 25 - Sottotetto con nucleo ascensore

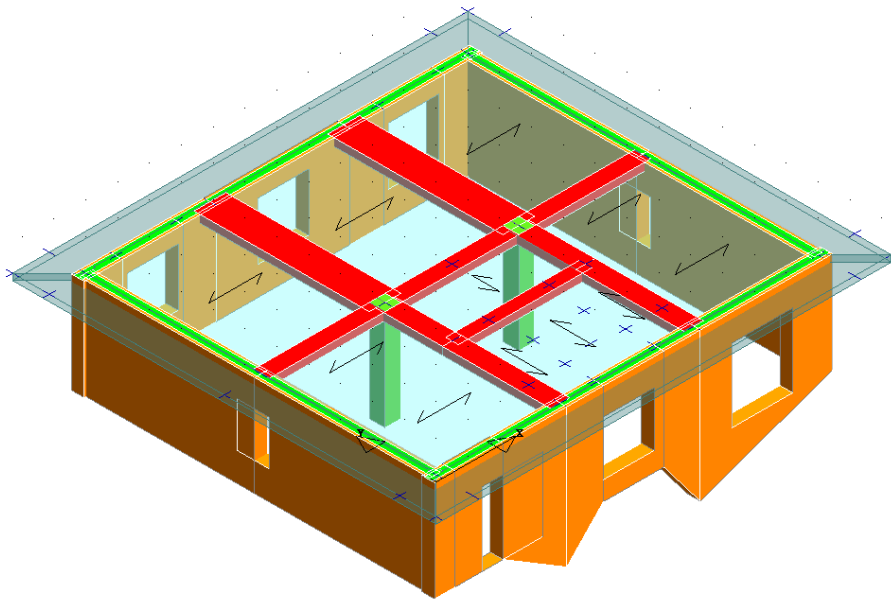


Figura 26 - Sottotetto senza nucleo ascensore

Si noti la caratterizzazione della presenza della veletta del cornicione modellata come ballatoio.

Modellazione dell'edificio in elevazione

L'edificio in elevazione è stato modellato riproducendo la presenza degli elementi resistenti verticali e di solaio, così come rappresentati dalle immagini fotografiche acquisite in posto e dalle informazioni strutturali desumibili dagli elaborati grafici a disposizione.

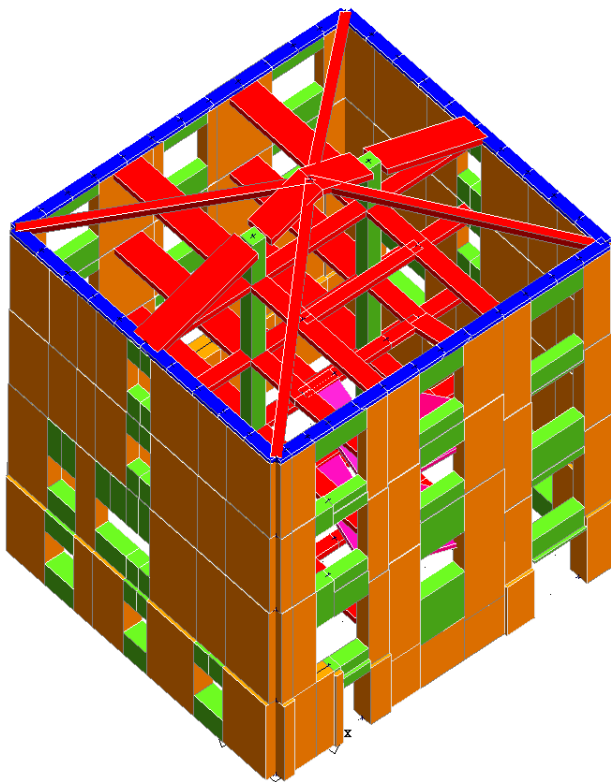


Figura 27 - Modello senza ascensore - visione 3D

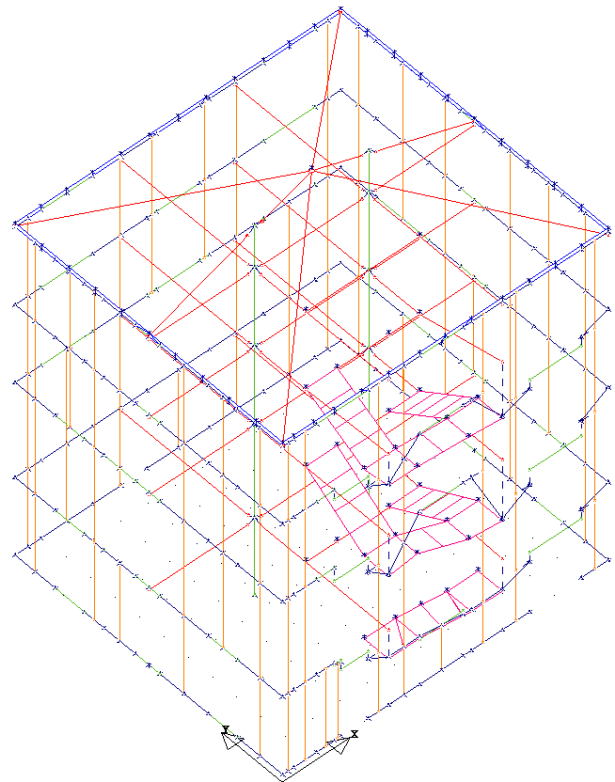


Figura 28 - Modello senza ascensore - visione a fili di ferro

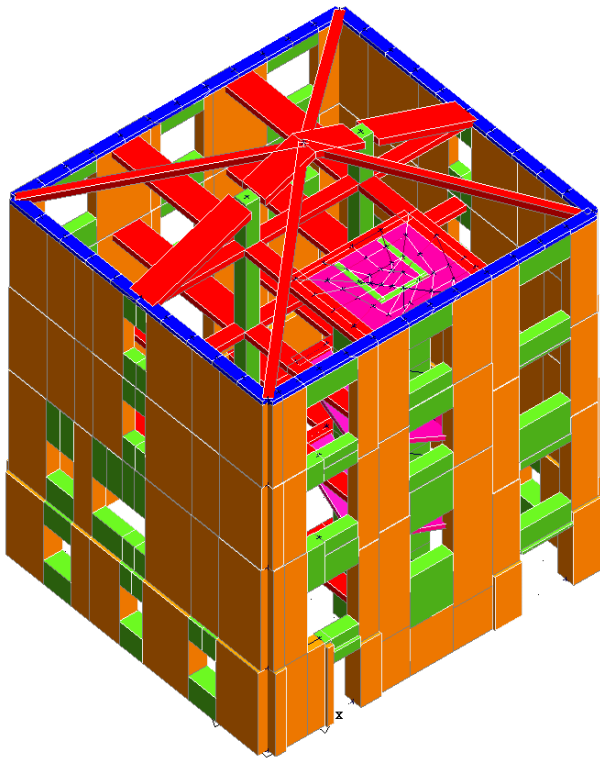


Figura 29 - Modello con ascensore - visione 3D

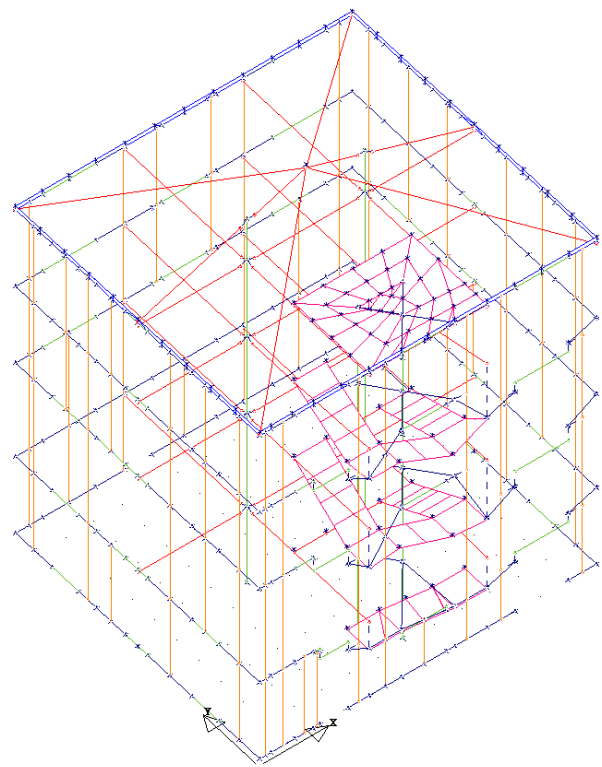
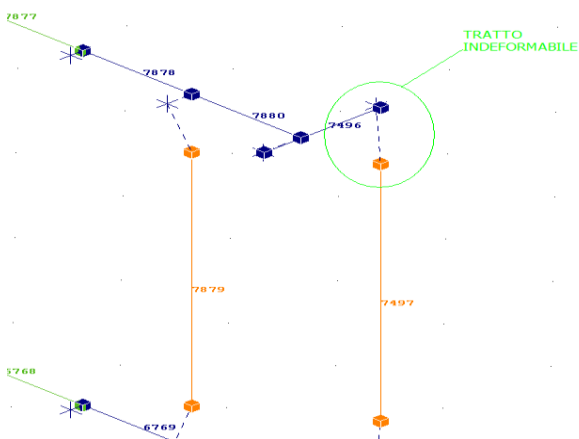


Figura 30 - Modello con ascensore - visione a fili di ferro

I tratti arancione costituiscono i pilastri del telaio, la dimensione geometrica dei quali è caratterizzata dalla presenza di tratti indeformabili, nell'immagine non visibili perché di fatto rappresentati dai tratti di "vuoto".



I tratti indeformabili sono visualizzabili rendendo la vista a fili di ferro.

Nella figura a fianco si notano anche i tratti in blu scuro che costituiscono invece i link rigidi che di fatto collegano i pilastri, laddove non è presente una fascia muraria, rappresentata invece dai segmenti in verde.

Del modello con ascensore occorre specificare compiutamente come è stato modellato il nucleo e il collegamento tra nucleo e struttura e di conseguenza la soletta del vano scala.

Con l'obiettivo di poter valutare l'edificio con una analisi statica non lineare di tipo pushover, il nucleo ascensore è stato rappresentato come se fosse rappresentato da 3 pilastri, collegati a livello di piano da un link rigido.

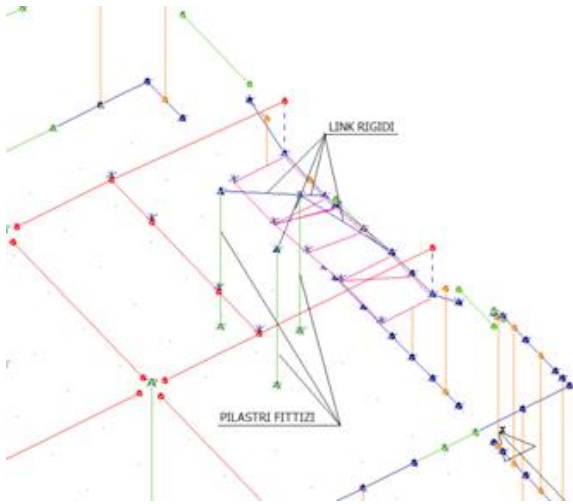


Figura 31 - Modellazione nucleo ascensore e link rigidi

Il link rigido serve per mantenere la congruenza tra spostamenti orizzontali e verticali dei vari tratti del nucleo che altrimenti risponderebbero come elementi non collegati.

I link collegano i pilastri tra loro ed alla soletta in c.a. che costituisce la rampa della scala.

La presenza della rampa della scala, in assenza di informazioni certe, è stata considerata collegata parzialmente alla muratura a tergo del nucleo; questa interferenza va di fatto a creare degli elementi di muratura a differente altezza.

Nel modello 3D è possibile visionare questi elementi, come rappresentati nelle seguenti figure.

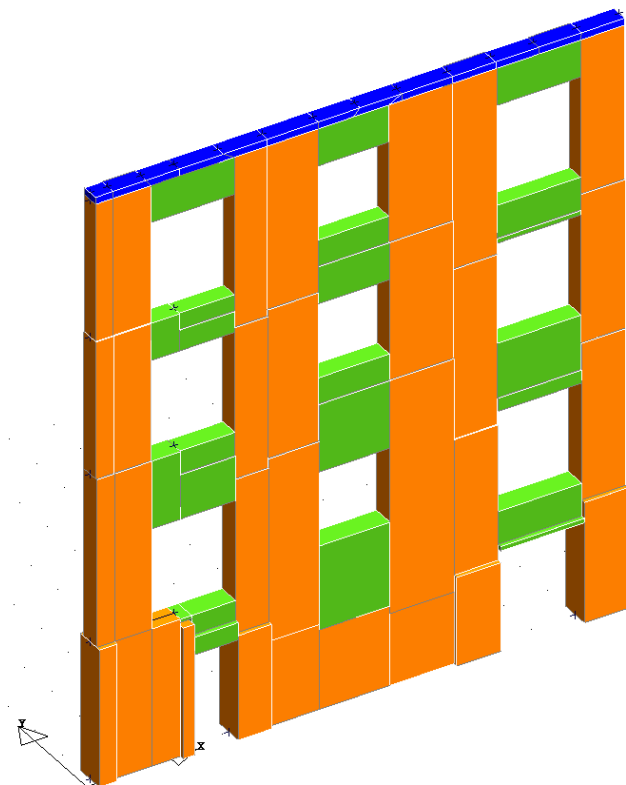


Figura 32 - Prospetto del fronte a tergo del nucleo ascensore - visione dei tratti di muratura ad altezza differente per la presenza della soletta della scala

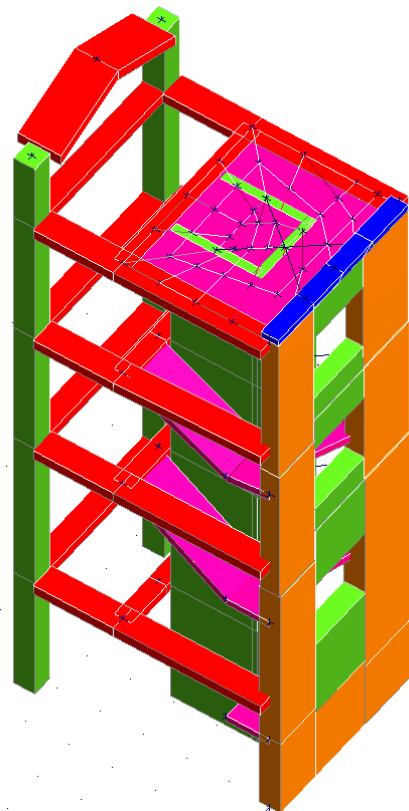


Figura 33 - Modello del corpo nucleo scala ed ascensore

Sintesi dei risultati delle verifiche sismiche globali e locali

Riportiamo le immagini di sintesi delle curve di capacità, riferite al sistema MDOF, distinguendole caso per caso.

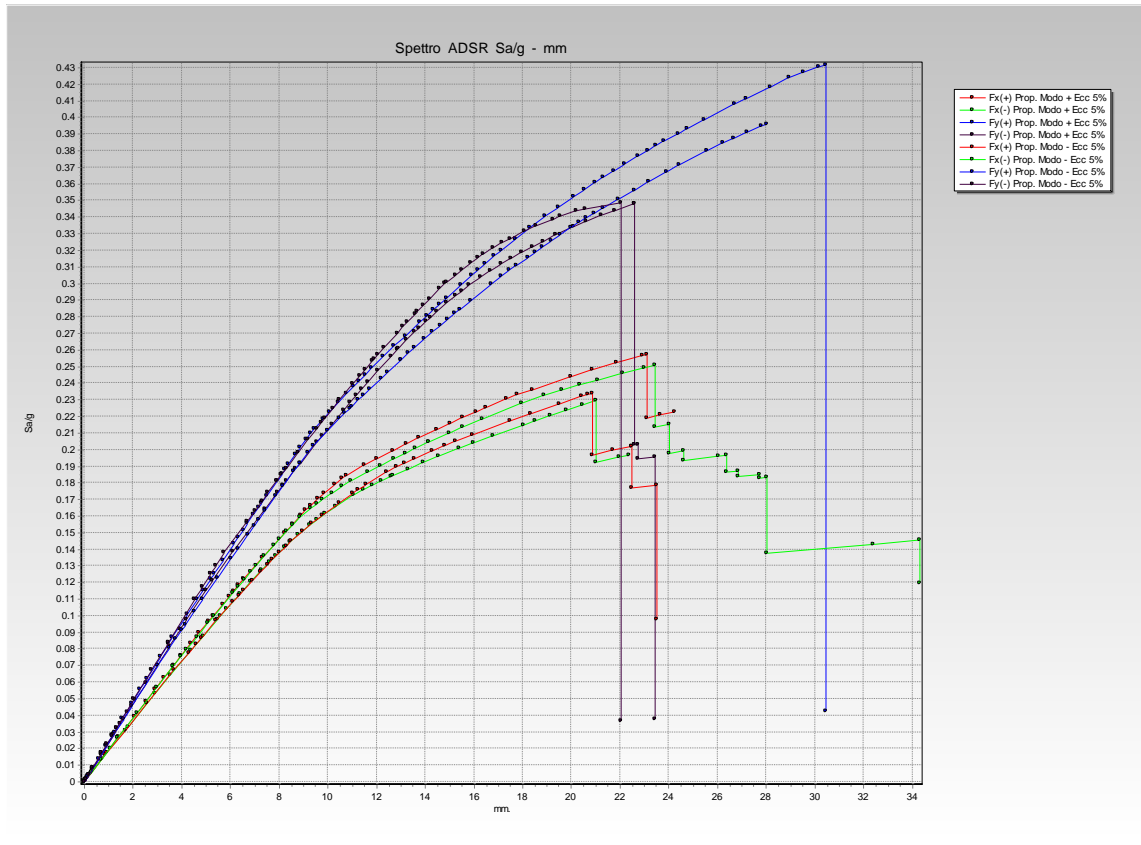


Figura 34 - Curve di capacità pushover modale - modello con ascensore

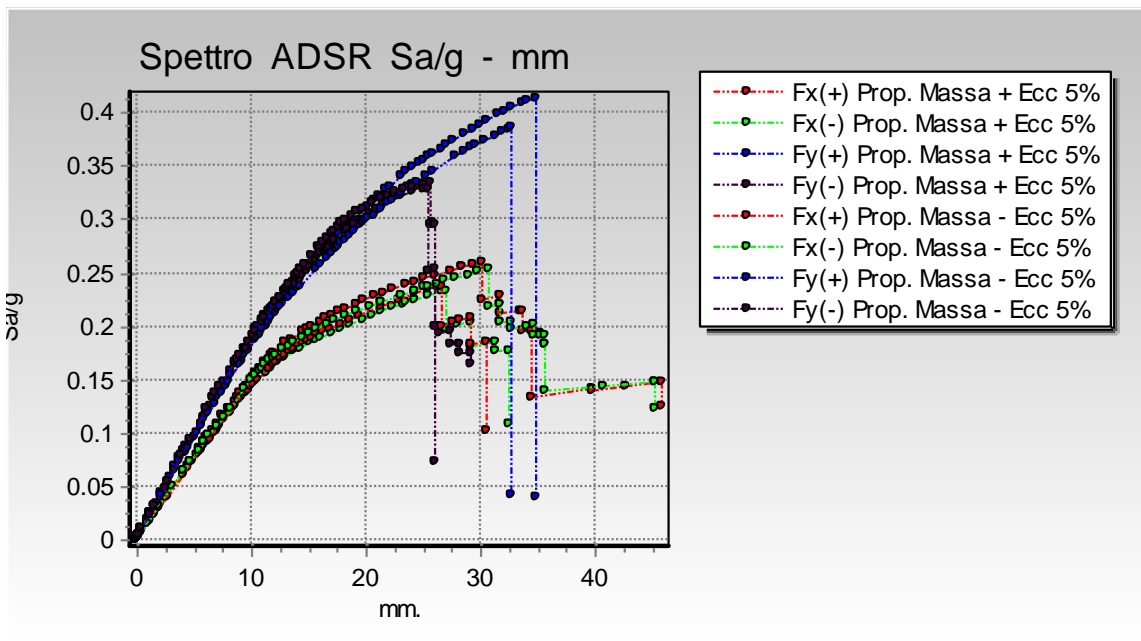


Figura 35 - Curve di capacità pushover massa - modello con ascensore

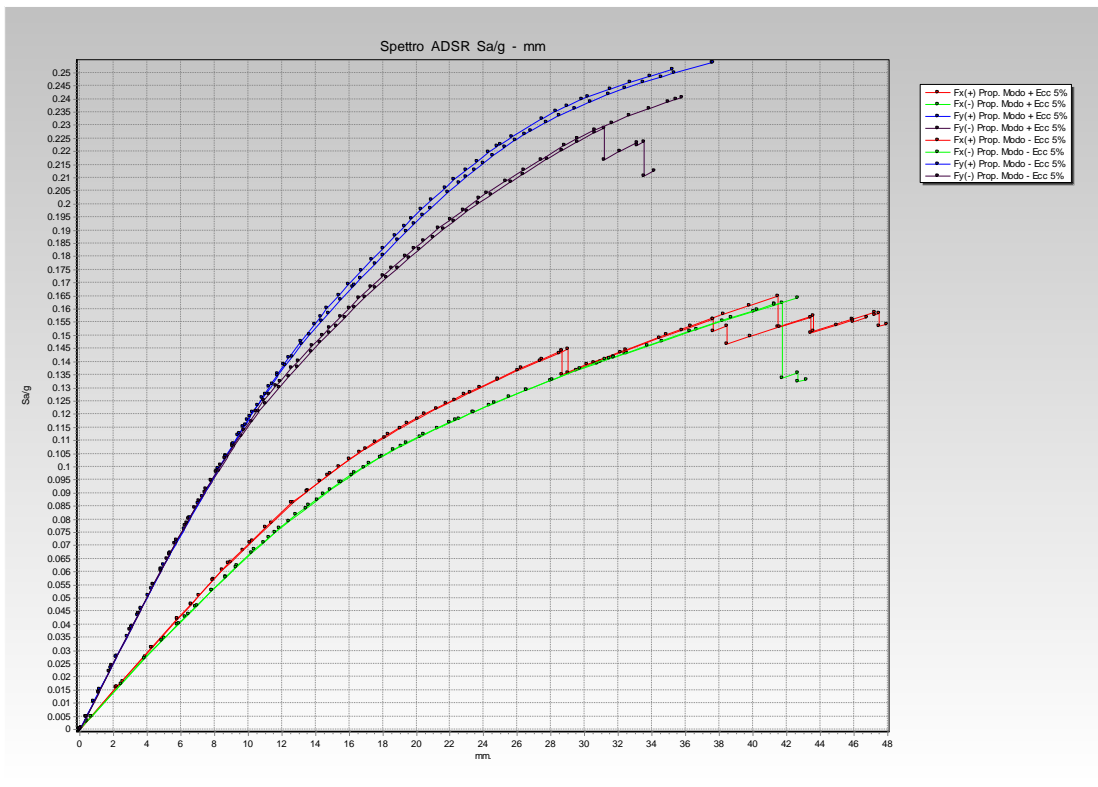


Figura 36 - Curve di capacità pushover modale, modello senza ascensore

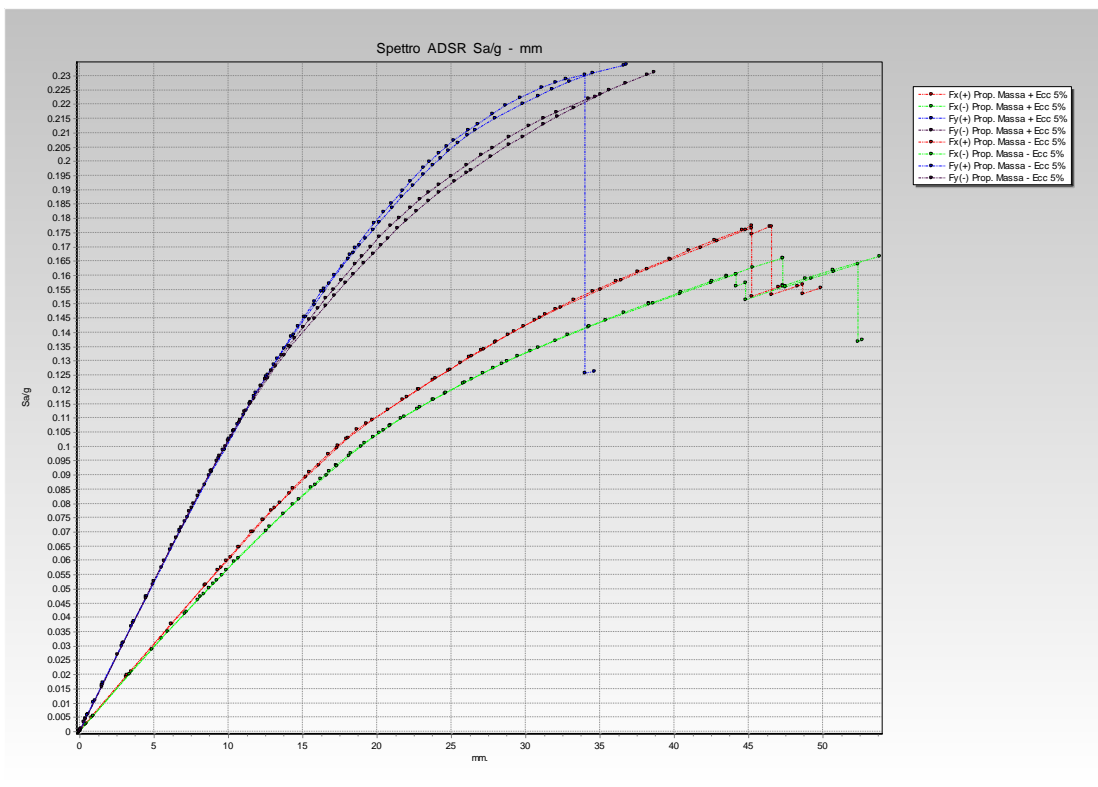


Figura 37 - Curve di capacità pushover massa, modello senza ascensore

L'analisi delle curve induce a riportare le seguenti considerazioni:

- Se si fa conto sul “supporto” del nucleo ascensore in cemento armato, la struttura acquista maggior capacità in termini di resistenza, ma le capacità in termini di spostamento sono un po’ inferiori;
- In entrambi i casi, tra le due direzioni, quella Y è più rigida e fornisce maggior resistenza;
- In entrambi i casi la struttura fornisce valori di duttilità inferiori a 2,00, quindi piuttosto bassi;

Valutazione delle progressione del danno e previsione di opere di miglioramento sismico

Attraverso la visualizzazione delle zone in cui sono presenti i setti giunti al limite delle proprie capacità (evidenziati con delle cernierine color blu), si ha una prima idea di dove poter concentrare i primi interventi strutturali, ovvero quali sono i setti che prima di altri hanno bisogno di rinforzo.

E’ chiaro che tale prospezione è solo predittiva, non esaustiva ed eventualmente in fase di progetto di intervento di miglioramento sismico, andrà integrata con altre analisi; qui ci si propone di dare dei primi spunti di progettazione in base ai risultati desumibili dai push più penalizzanti.

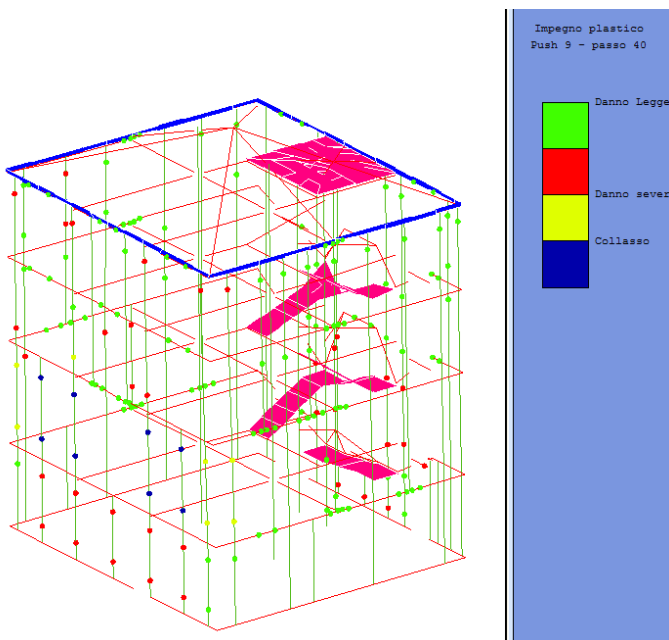


Figura 38

Il push più gravoso è diretto nella direzione X, per cui è lecito aspettarsi che i setti maggiormente cementati siano proprio quelli che hanno maggior rigidità secondo questa direttrice.

In effetti si può vedere che tra i setti più critici ci sono quelli posti in corrispondenza del portone di ingresso, affiancato da maschi murari, tra cui quelli a chiusura di vecchi vani aperti.

A conferma delle considerazioni fatte poc’anzi, questi setti sono i più lontani dal nucleo ascensore e risultano soggetti

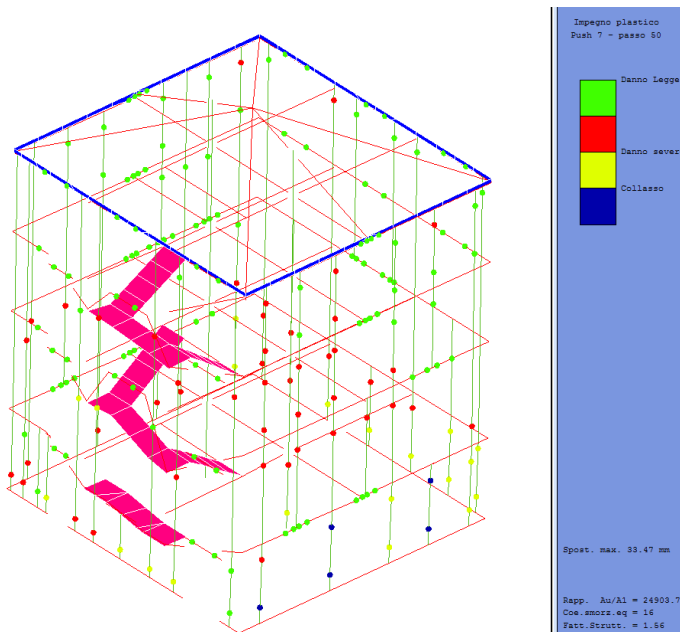


Figura 39

Nella direzione Y le prime carenze si riscontrano in corrispondenza dei setti murari posti alla sinistra rispetto al portone principale di ingresso.

In sostanza si può ritenere che eventuali opere di miglioramento sismico del fabbricato debbano concentrarsi prioritariamente sul miglioramento della qualità muraria, benchè anche i pilastri centrali in cemento armato mostrino qualche criticità da gestire in modo opportuno (vedi attività di mitigazione del rischio al capitolo successivo).

Programmazione e gestione delle attività di mitigazione del rischio sismico

In base all'indice di rischio stimato (0,618, $T_r = 220$ anni) è possibile calcolare la Vita Nominale Residua per il fabbricato esaminato.

Dal punto di vista formale la vita nominale residua corrisponde all'arco di tempo in cui l'edificio, secondo gli attuali criteri sismici normativi (in particolare Vita nominale 50 anni), possiede lo stesso grado di protezione di una nuova struttura; allo scadere di tale periodo la sicurezza diminuisce statisticamente in modo progressivo fino ad arrivare nell'arco dei 50 anni a quello 0,618 sopra citato.

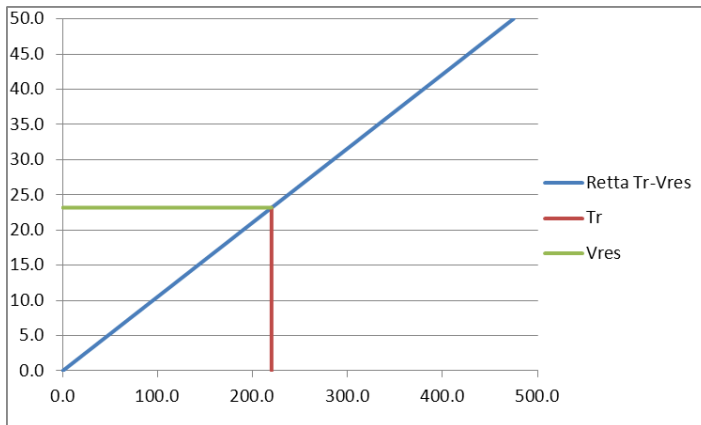
E' ovvio che tali considerazioni vanno interpretate nel giusto modo, essendo molto facile fare inopportune esegesi: secondo alcuni autorevoli pareri (CTS Emilia Romagna), *il parametro Vita Residua ha valenza soprattutto dal punto di vista economico* (più tempo passa e più il fabbricato si svaluta in funzione della sua vulnerabilità e del fatto che statisticamente aumentano le probabilità di accadimento di evento sismico), *tuttavia esso costituisce l'unico criterio utile alla programmazione le attività di mitigazione del rischio sismico del fabbricato.*

E' proprio questo il vero concetto di **Vita Residua, da intendersi quindi come quell'arco di tempo** (coerente col grado di vulnerabilità riscontrato, con l'importanza della struttura e con la definizione di input sismico secondo norma) **entro il quale è raccomandato programmare gli interventi di miglioramento sismico, qualora questi siano necessari.**

In definitiva, ogni fabbricato possiede delle vulnerabilità intrinseche; queste sono presenti oggi ed anche nel futuro se non si interviene.

Non è possibile ragionare in funzione di quando arriverà il sisma perché nessuno è in grado di predirlo, tuttavia la logica statistica della norma suggerisce che se la vulnerabilità è grave (indice di rischio basso) occorre programmare in tempi brevi delle azioni di mitigazione, tempi che possono allungarsi se le vulnerabilità sono meno gravi.

Nel caso in questione, come mostrato nel grafico seguente, la vita nominale residua è di circa **23 anni**.



RISULTATI ANALISI

Tr	Vr_slv	Cu	Vn_res	Ir
220.0	23.2	1.0	23.2	0.618

Al di là dei valori piuttosto buoni relativamente alla vulnerabilità globale del fabbricato, non ci deve dimenticare che **per supportare e validare i risultati sopra presentati**, occorre sincerarsi di alcuni aspetti alla base della modellazione.

Questi sono:

- Miglioramento degli ammorsamenti murari nei martelli e nei cantonali;
- Controllo della qualità della richiusura delle vecchie aperture tamponate: questo aspetto è molto importante perché nel modello **si è fatto affidamento sul fatto che anche in corrispondenza delle vecchie bucatore sia presente muratura strutturale ben ammorsata alle esistenti**;
- Controllo dell'armatura all'interno del setto e controllo su quale ipotesi di calcolo è più vicina alla realtà (modello con nucleo o senza nucleo?);
- Controllo dell'effettivo schema statico della scala rispetto a quello ipotizzato nel calcolo.

Inoltre:

- Vista la grande variabilità dei risultati relative alle prove di schiacciamento sui provini di calcestruzzo, si suggerisce fortemente di eseguire ulteriori prove integrative, indagando i pilastri a tutti i piani. Nei pilastri dove si verificano valori inferiori ai 15 MPa si suggerisce, al di là dei buoni risultati dell'analisi, comunque di intervenire con dei rinforzi localizzati.
- Procedere alla manutenzione straordinaria degli elementi murari laddove si verificano fenomeni di degrado ed ammaloramento.