

Miglioramento sismico per un nuovo multi store in centro storico a Gorizia

A cura dell'ing. Lorenzo Marini, libero professionista, Gradisca d'Isonzo (GO)
e dell'ing. Enrico Prativiera, AMV Software Company, Ronchi dei Legionari (GO)

Descrizione dell'opera

Può considerarsi concluso, con l'inaugurazione dello store H&M avvenuta il 26 novembre, l'intervento di recupero dello storico immobile in corso Verdi, pieno centro storico di Gorizia. Un progetto, quello del centro commerciale (denominato Ganassin 55, in ricordo di Lucio Ganassin, classe 1955, recentemente scomparso e tra i fautori del progetto), che ha rianimato e si propone di continuare a rianimare uno dei luoghi maggiormente simbolici del commercio goriziano, vale a dire il palazzo che in passato ospitò il supermercato Billa e la Standa, in una delle zone della nostra città più trasformate nell'ultimo decennio rispetto al passato.

La prima apertura si è registrata nello scorso marzo con un negozio della catena Despar, altre ne seguiranno a breve. Sul lato che si affaccia a via Contavalle è stata realizzata una scenografica galleria, riprodotta nel rendering. Sono stati arretrati i muri perimetrali all'interno del negozio ed è stato realizzato contestualmente un porticato che riproduce fedelmente la stessa pavimentazione della limitrofa isola pedonale di Corso Verdi. Questa soluzione ha, di fatto, comportato lo spostamento delle scale mobili: un intervento non di poco conto che ha portato via tempo per la progettazione e per la realizzazione. In ogni caso, al termine dei lavori, si può dire di aver raggiunto un utilizzo più proficuo dell'immobile, che vanta attualmente una superficie commerciale di vendita distribuita su vari piani pari di circa 3.800 metri quadrati.

La volontà degli investitori è stata quella di riconvertire l'immobile a centro commerciale, rivitalizzando di fatto il contesto urbano e il complesso stesso. Una prima ipotesi, che prevedeva una struttura open space, che desse la possibilità alla clientela di avere subito il colpo d'occhio di vari piani già all'entrata, grazie ad una architettura di nuova concezione, è stata abbandonata proprio per la volontà di dare vita alla



Figura 1: immagine storica del palazzo.



Figura 2: rendering del progetto.

galleria che si affaccia a via Contavalle, che ha finito per il far rivedere il piano originario, guadagnando superficie di vendita.

Proprio questa nuova rivisitazione progettuale nella disposizione del piano terra, creando una galleria a tutti gli effetti sfruttando gli archi che un tempo erano vetrati, ha comportato la realizzazione di una nuova scala in una posizione leggermente diversa rispetto al precedente assetto. Ne traggono beneficio anche i pedoni, che ora possono passeggiare al coperto sia sul lato di via Contavalle sia sulla facciata che dà su corso Verdi, curiosando tra le vetrine del nuovo centro commerciale. Il progetto ha previsto inoltre l'arretramento dei muri perimetrali, con la realizzazione di un passaggio coperto, delimitato dal porticato, che è stato lastricato con una pietra che richiama quella utilizzata per la pavimentazione del corso.



Figura 3: rendering del progetto, particolare della galleria.

Descrizione dell'intervento

Da un punto di vista strutturale l'intervento in progetto consiste nel miglioramento sismico della costruzione attraverso la sua regolarizzazione. L'obiettivo è che la risposta strutturale all'evento sismico risulti più omogenea, aumenti la duttilità complessiva della struttura, e di conseguenza aumenti anche l'intensità massima del sisma a cui la struttura è in grado di resistere. Il **miglioramento sismico** può esser valutato sulla base di dati sia generali riguardanti l'intera struttura, che locali relativi ai singoli elementi strutturali. A livello generale, per l'intera struttura, si potrà osservare che aumenta la massa eccitata dai modi di vibrare fondamentali. A livello locale, per gli elementi portanti, si nota invece che aumentano resistenza e duttilità.

Considerato che:

- la costruzione **non** viene sopraelevata o ampliata;
- **non** vengono apportate variazioni né di classe né di destinazione d'uso e in generale **non** vengono incrementati i carichi globali in fondazione;
- gli interventi **non** portano ad un organismo edilizio strutturalmente diverso da quello esistente; secondo quanto riportato al § 8.4.1 delle NTC'08, non sussistono le condizioni che renderebbero necessario un intervento di adeguamento.

Vediamo di seguito delle immagini del modello che confrontano lo stato di fatto con quello di progetto. La zona d'intervento è evidenziata nella parte cerchiata.



Figura 4: modello relativo allo stato di fatto

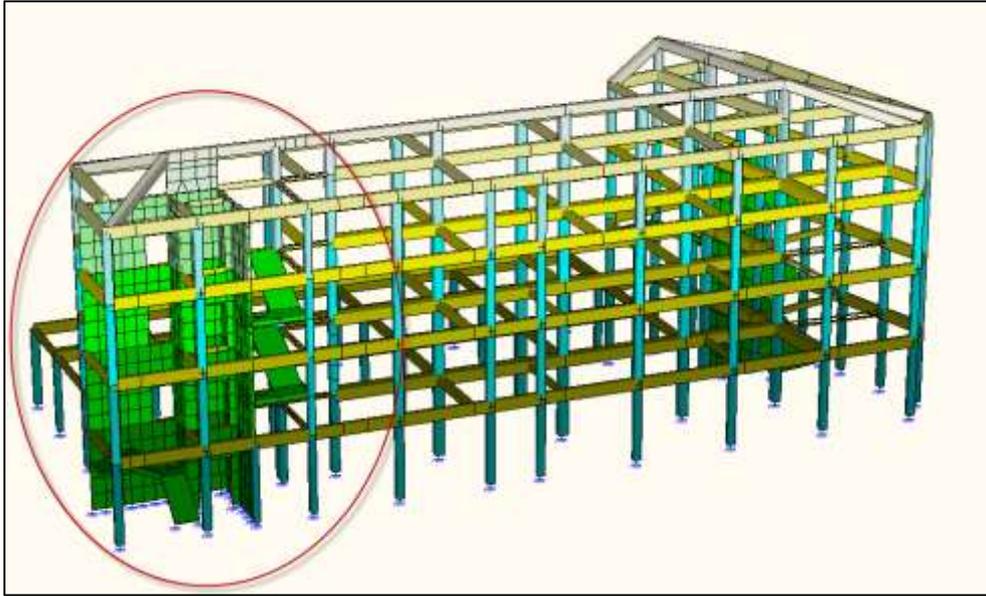


Figura 5: modello relativo allo stato di progetto

In particolare, le modifiche previste sono state:

- è stata spostata la rampa della scala che dal piano terra porta al piano primo;
- è stata inserita una porzione di parete al piano terra per renderla continua con le pareti ai piani superiori;
- è stata eliminata una parete al piano terra;
- è stata limitata l'interazione con i pilastri di tutte quelle pareti che non sono continue da terra a sommità dell'edificio;
- è stata rinforzata una parete al piano terra;
- è stato rinforzato un pilastro esistente ed inserito uno di nuova progettazione;
- le aperture del vano ascensore sono state portate tutte sullo stesso lato. In precedenza ai primi due piani l'apertura stava sul lato frontale, agli ultimi due sul lato posteriore. In questo modo si è creata una parete sismo resistente a tutta altezza.

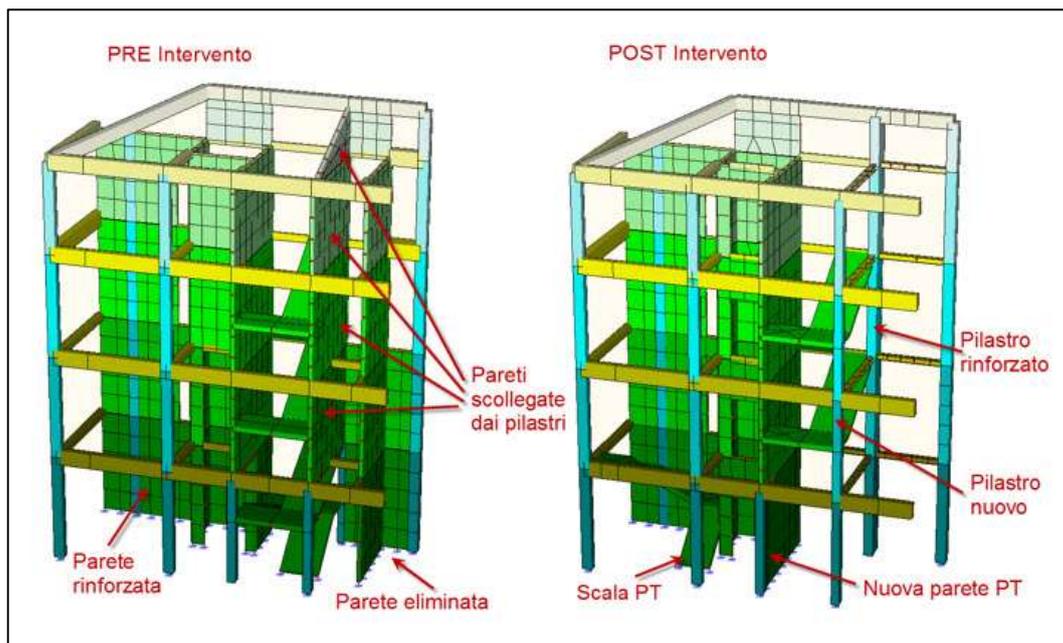


Figura 6: rappresentazione degli interventi sulla struttura.

Valutazione della sicurezza dell'edificio esistente

Al fine di valutare l'effettivo **miglioramento sismico** messo in atto è necessario valutare l'accelerazione sismica che la struttura è in grado di sopportare prima e dopo l'intervento. Si è iniziato con la valutazione della sicurezza del fabbricato esistente, predisponendo un modello di calcolo completo, nel quale i dettagli geometrici e costruttivi sono stati ricavati sia dai disegni di dettaglio originali, sia da rilievi eseguiti in sito. I dati raccolti hanno così permesso di ricondursi ad un livello di conoscenza adeguato (LC2). La valutazione della sicurezza è stata quindi eseguita mediante analisi dinamica lineare considerando un fattore di confidenza pari ad 1,2.

Determinazione del tempo di ritorno

Considerate la vita nominale della costruzione pari a 50 anni, la classe d'uso III e la vita di riferimento pari a 75 anni, ne risulta che il periodo di ritorno per cui considerare l'azione sismica agente sulla struttura risulta pari a 712 anni. Si riportano i parametri sismici nella località.

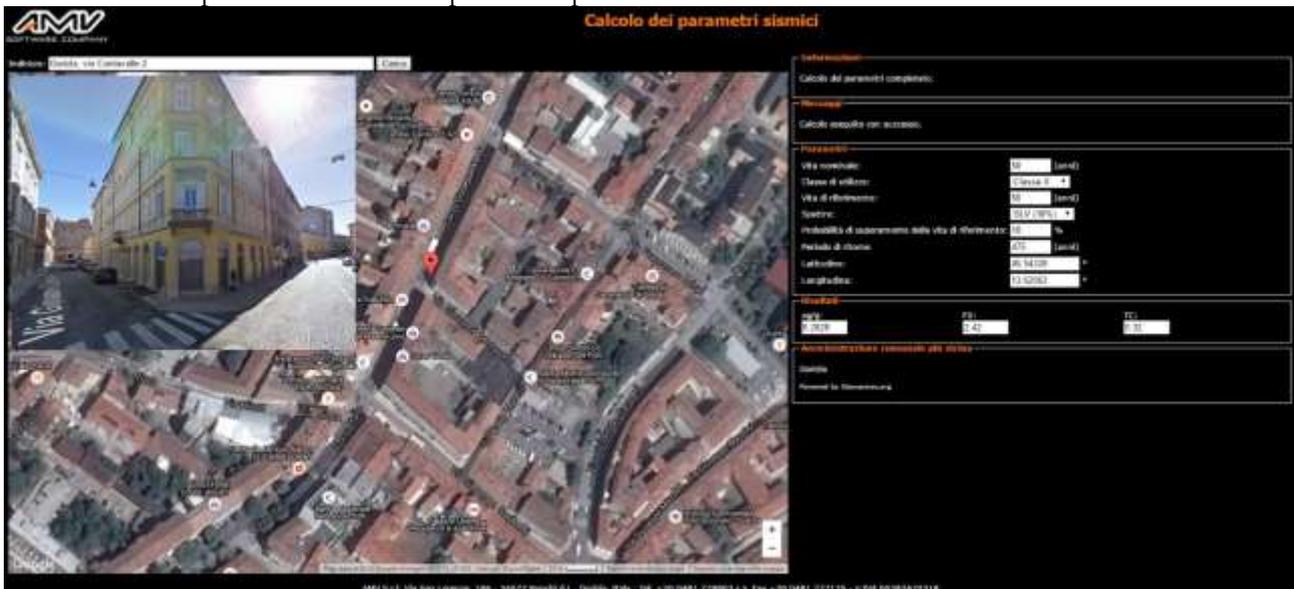


Figura 7: parametri sismici nel sito della struttura oggetto della verifica.

L'analisi sismica di tipo dinamico modale

Si possono identificare 5 modi significativi (che eccitano almeno il 10% della massa in una direzione). In particolare il primo modo è significativo per la direzione Y, il terzo lo è per la direzione X. La massa totale eccitabile risulta essere pari a 2630 kg[M]. Sono stati presi in considerazione i risultati di 20 modi di vibrare, che eccitano più del 90% della massa sismica in entrambe le direzioni principali.

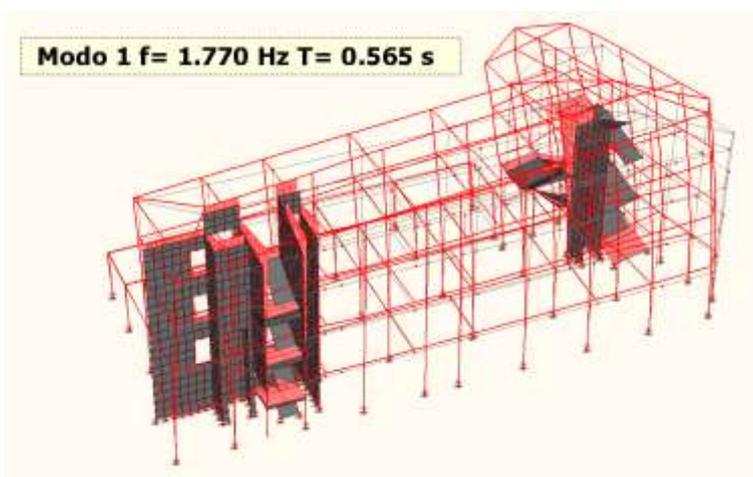


Figura 8: rappresentazione del primo modo di vibrare, con indicate frequenza e periodo.

Le verifiche

Al fine di valutare la sicurezza dell'edificio sotto azione sismica sono state effettuate, così come richiesto dalle NTC 2008, le verifiche dei meccanismi duttili e dei meccanismi fragili. Queste hanno permesso l'identificazione dell'accelerazione al suolo massima che l'edificio era in grado di sopportare. Nel caso delle verifiche duttili la normativa chiede di utilizzare un fattore di struttura compreso tra 1,5 e 3. Nel caso in esame si ritiene di poter utilizzare un fattore di struttura pari a 2,4 ricavato come segue:

$$q = q_0 K_w K_R \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3 \times 0,8 = 2,4$$

Per le verifiche fragili invece la norma richiede di utilizzare sempre un fattore di struttura pari a 1,5 (Circolare 617/2009 par. C8.7.2.4).

Proprietà di verifica dei materiali

Per le verifiche duttili sono state adottate le seguenti proprietà dei materiali.

Rcm: **398.00** kg/cm² fym: **4485.0** kg/cm² fatt. confidenza: **1.20**

Tensioni di calcolo per le verifiche duttili: fcdm: **-275.27** kg/cm² fydm: **3737.5** kg/cm²

Tensioni di calcolo per le verifiche fragili

Tensioni di calcolo per Vu(flex): fcdm: **-396.40** kg/cm² fydm: **5382.0** kg/cm²

Tensioni di calcolo per Vu(taglio): fcdm: **-183.52** kg/cm² fydm: **3250.0** kg/cm²

Coefficienti parziali di sicurezza dei materiali: γ_c : **1.50** γ_s : **1.15** α_{cc} : **1.00**

Coefficiente di fragilità a sforzo normale: **0.800**

Le verifiche dei meccanismi duttili

Come si può osservare dalle immagini seguenti i meccanismi duttili non risultavano verificati nel caso l'edificio fosse stato sottoposto al sisma richiesto dalle NTC 2008 per un edificio di nuova progettazione.

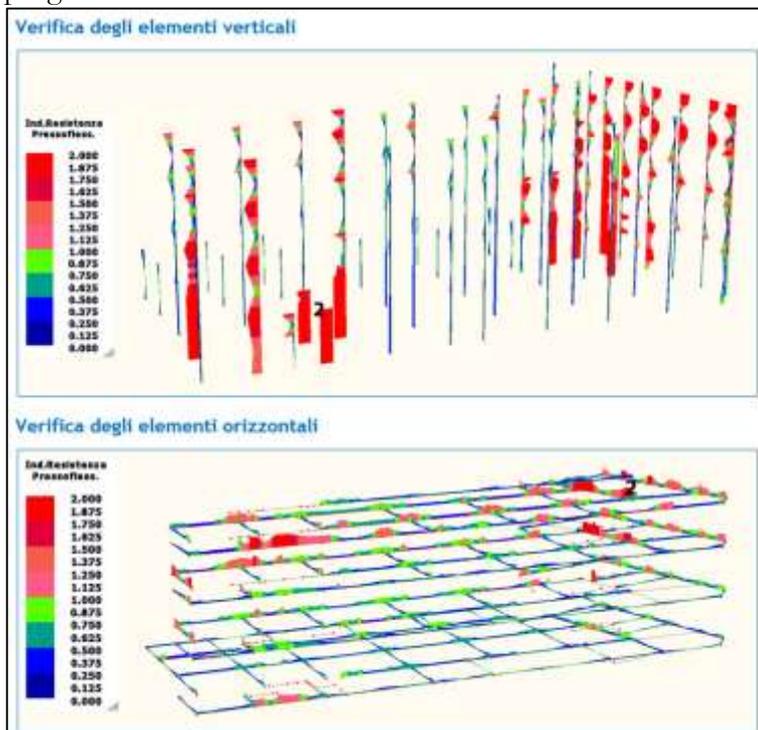


Figura 9: risultati delle verifiche relative al controllo dei meccanismi duttili. La rappresentazione indica in rosso gli elementi la cui verifica non è soddisfatta (I.R. > 1).

Le verifiche dei meccanismi fragili

Come visto in precedenza per i meccanismi duttili, anche i meccanismi fragili non risultavano verificati nel caso l'edificio fosse stato sottoposto al sisma richiesto dalle NTC 2008 per un edificio di nuova progettazione.

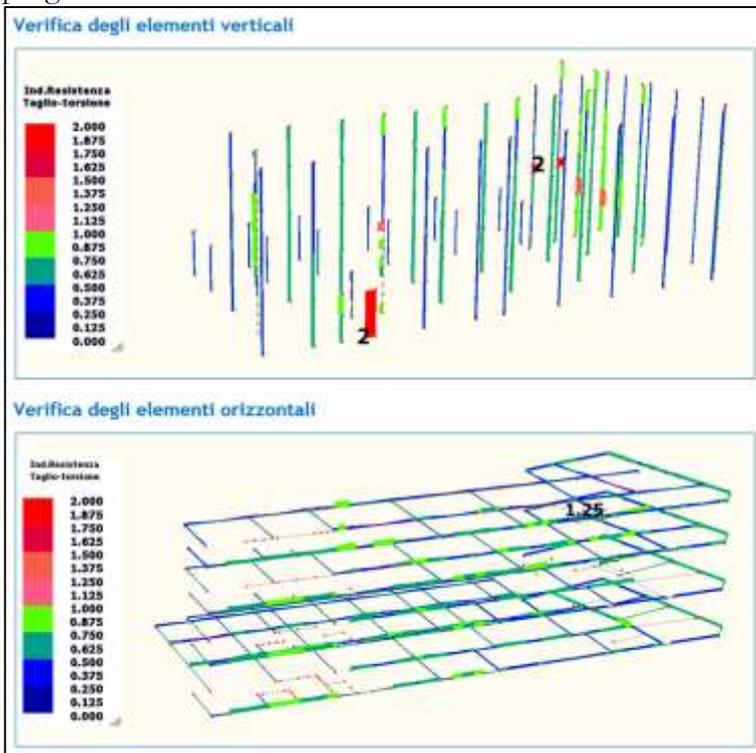


Figura 10: risultati delle verifiche relative al controllo dei meccanismi duttili. La rappresentazione indica in rosso gli elementi la cui verifica non è soddisfatta (I.R. > 1).

Si è proceduto quindi a fare una valutazione della massima azione sismica accettata dalla struttura.

Valutazione dell'accelerazione al suolo per meccanismi duttili

La verifica dei meccanismi duttili è stata ottenuta riducendo il tempo di ritorno dell'azione sismica fino al minimo disponibile, ovvero 30 anni. Notato che anche per tale valore gli elementi risultano non verificati si è proceduto a diminuire l'accelerazione (lasciando costanti F_0 e T_c) fino a determinare la massima accelerazione per la quale le verifiche duttili risultano soddisfatte. Per ottenere una verifica positiva degli elementi verticali si è dovuta considerare un'accelerazione di riferimento pari a 0,025g. Per gli elementi orizzontali invece si è dovuta considerare un'accelerazione di riferimento pari a 0,018g.

Valutazione dell'accelerazione al suolo per meccanismi fragili

Allo stesso modo si è proceduto per ottenere la verifica della struttura ai meccanismi fragili. Anche in questo caso, nello studio degli elementi verticali, nemmeno per il valor minimo corrispondente ad un tempo di ritorno del sisma pari a trent'anni si è riusciti ad ottenere una verifica positiva. Si è proceduto quindi a diminuire l'accelerazione (lasciando costanti F_0 e T_c) fino a determinare la massima accelerazione per la quale le verifiche duttili risultassero soddisfatte, ottenendo un'accelerazione di riferimento pari a 0,050g. Per gli elementi orizzontali si è invece ottenuta una verifica positiva per un periodo di ritorno dell'azione sismica pari a 325 anni, corrispondente ad un'accelerazione di riferimento pari a 0,173g.

Indicatori di rischio sismico dello stato di fatto

A questo punto è possibile definire due tipi di indicatori di rischio: il primo dato dal rapporto fra capacità e domanda in termini di PGA ed il secondo espresso dall'analogo rapporto fra i periodi di ritorno dell'azione sismica.

Per quanto riguarda la capacità della struttura bisogna considerare il valore minimo di resistenza fra tutti gli elementi analizzati. In questo caso ci si basa quindi sulla rottura della prima trave per meccanismo duttile, assumendo una accelerazione di riferimento pari a 0,018g. Il corrispondente periodo di riferimento (determinato per interpolazione lineare, in quanto inferiore a 30 anni) risulta essere di 10 anni.

Riportiamo in questa tabella i valori di capacità e domanda in termini di PGA e di tempo di ritorno. Per quanto riguarda gli indicatori di rischio, quello in termini di PGA è determinato semplicemente come rapporto fra PGA_C e PGA_D ; quello in funzione dei tempi di ritorno invece è pari a $(TRC/TRD)^a$ con $a = 1/2,43$.

INDICATORI DI RISCHIO – PRE INTERVENTO		
STATO LIMITE SLV	PGA_{SLV}	TR_{SLV}
Capacità	0.018	10
Domanda	0.237	712
Indicatore di rischio	0.08	0.17

Assumiamo pertanto per questa struttura un indicatore di rischio pari alla media fra i due, quindi I.R. è pari al 12%.

Descrizione e progetto degli interventi strutturali sull'edificio

Richiamiamo brevemente con le immagini seguenti gli interventi posti in opera.

Le pareti sismicamente resistenti, nella configurazione finale, sono individuate di seguito con i numeri 4, 5, 6, 7, 9, 10 e 11. Queste ultime tre si riferiscono al vano ascensore della zona non soggetta ad intervento. La parete 4 viene rinforzata, al piano terra, con 5 cm di betoncino armato su ciascun lato.

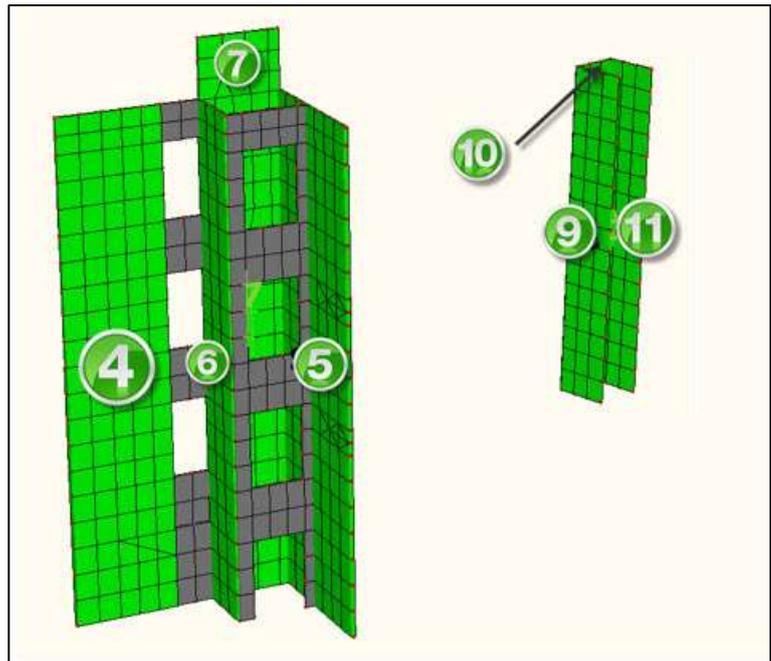


Figura 11: interventi posti in opera. Indicazione delle pareti.

Per quel che riguarda la zona del vano scala, come detto in precedenza viene eliminata la rampa del piano terra e spostata in adiacenza alla parete 4 e viene eliminata anche una delle pareti laterali del vano scala. Contestualmente le pilastrate esistenti 4 e 15 vengono rinforzate. La pilastrata 4, attualmente esistente solo al piano terra, viene rinforzata con incamiciatura in C.A. e prolungata fino in sommità. La parte nuova della pilastrata, è stata progettata per soddisfare le richieste delle NTC2008 per edifici nuovi.

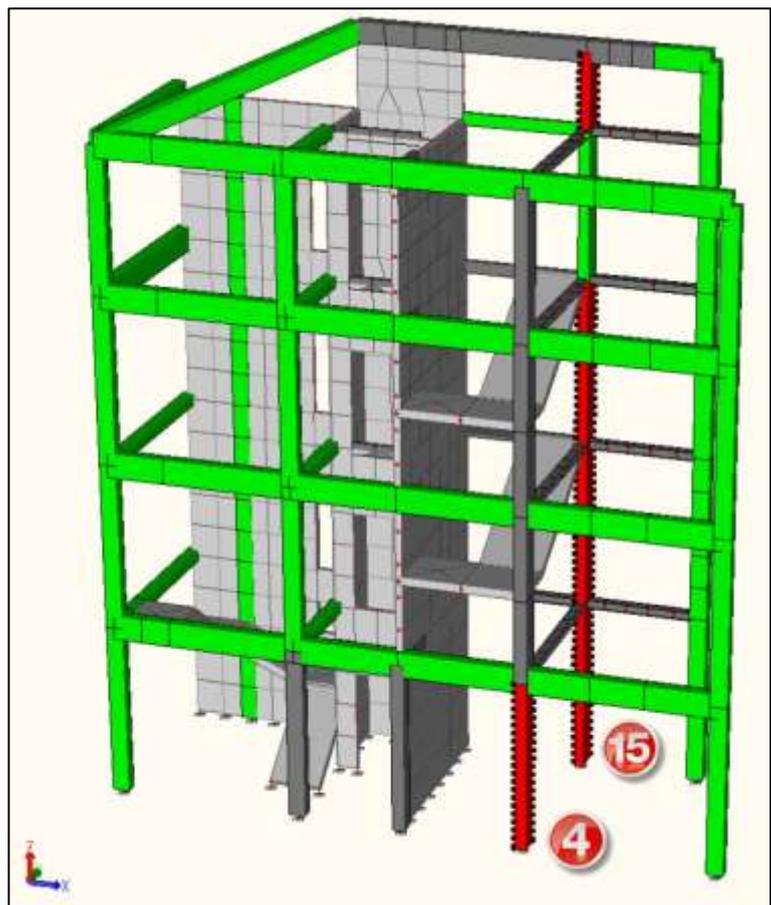


Figura 12: interventi posti in opera. Indicazione dei pilastri.

L'azione sismica, il tempo di ritorno e i modi di vibrare

Considerando che gli elementi di nuova costruzione (pilastrata 4 ai piani 1, 2 e 3) devono essere progettati con le regole degli edifici nuovi, considerate la vita nominale della costruzione pari a 50 anni, la classe d'uso III e la vita di riferimento pari a 75 anni, ne risulta che il periodo di ritorno per cui considerare l'azione sismica agente sulla struttura risulta pari a 712 anni.

I parametri sismici per la località di progetto risultano quindi essere: $ag/g = 0.2372$, $F_0 = 2.45$, $TC^* = 0.33$.

Le sollecitazioni derivanti da tale spettro sismico saranno utilizzate, a favore di sicurezza, anche per il rinforzo della pilastrata 4 al piano terra e dell'intera pilastrata 15.

Anche in questo caso si possono identificare 5 modi significativi (che eccitano almeno il 10% della massa in una direzione). In particolare il primo modo è significativo per la direzione Y, il secondo e il terzo lo sono per la direzione X. La massa totale eccitabile risulta essere pari a 2690 kg. Sono stati presi in considerazione i risultati di 20 modi di vibrare, che eccitano più del 90% della massa sismica in entrambe le direzioni principali.

Il progetto del miglioramento

Rinforzo delle pilastrate

Al piano terra, il pilastro esistente di sezione rettangolare 50x30 cm viene rinforzato con una camicia di C.A. di 10 cm sui tre lati a vista. Il quarto lato si trova in adiacenza alla facciata dell'edificio. La camicia in C.A. è costituita da calcestruzzo Rck 300 e armature 4+4 $\phi 16$ FeB44K. Si riporta di seguito il dominio resistente in una direzione di verifica del pilastro prima (contorno blu) e dopo (contorno rosso) il rinforzo. Analogo dominio si è ottenuto per la verifica nell'altra direzione. La sezione finale risulta essere 60x50 cm.

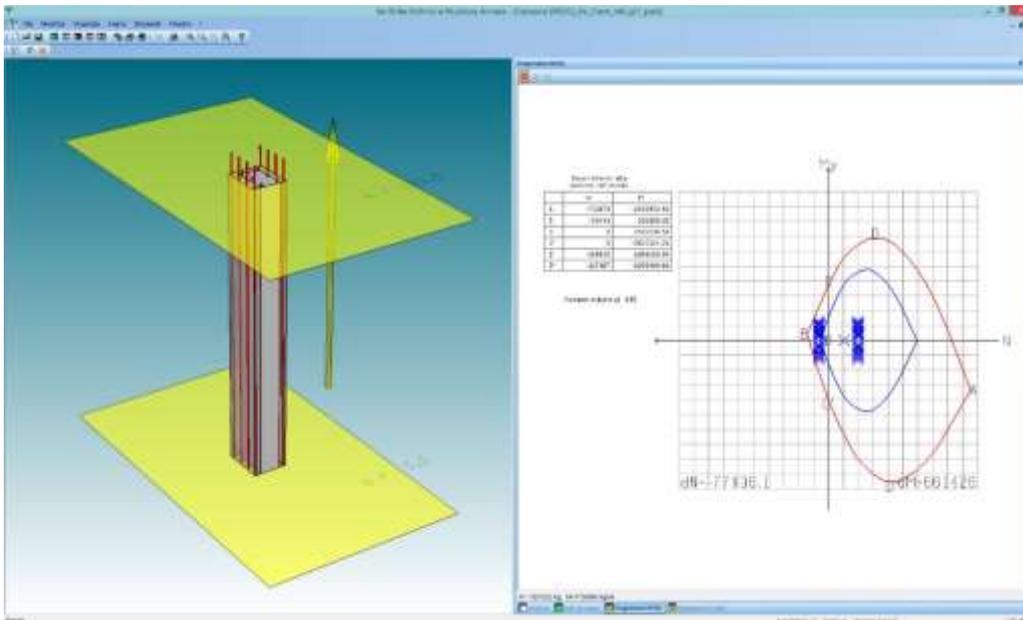


Figura 13: dominio di verifica della sezione incamiciata.

Il progetto della pilastrata 4 ai piani 1, 2 e 3 viene effettuato considerando le disposizioni delle NTC 2008 per edifici nuovi, quindi anche in rispetto della gerarchia delle resistenze. I materiali utilizzati sono calcestruzzo Rck350 e acciaio FeB44K. La sezione di progetto è 60x30 cm.

Analoghe verifiche sono state realizzate per la pilastrata 15, rinforzata in tutta la sua altezza.

Valutazione dell'azione sismica sopportata dalla struttura a seguito dell'intervento

E' stata quindi effettuata la valutazione dell'azione sismica sopportata dalla struttura successivamente agli interventi progettuali, sulla base di quanto già fatto per la valutazione della sicurezza dell'edificio esistente.

Le verifiche

Al fine di valutare la sicurezza dell'edificio sotto azione sismica sono state effettuate, così come richiesto dalle NTC 2008, le verifiche dei meccanismi duttili e dei meccanismi fragili. Queste hanno permesso l'identificazione dell'accelerazione al suolo massima che l'edificio è in grado di sopportare. Per le verifiche dei meccanismi si è utilizzato un fattore di struttura pari a 2,4 ricavato come segue:

$q = q_0 K_w K_R \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3 \times 0,8 = 2,4$. Per le verifiche dei meccanismi fragili invece la norma richiede di utilizzare sempre un fattore di struttura pari a 1,5 (Circolare 617/2009 par. C8.7.2.4).

Valutazione dell'accelerazione al suolo per meccanismi duttili

Per gli elementi verticali si è ottenuto un periodo di ritorno pari a 50 anni, corrispondente ad un'accelerazione di riferimento pari a 0,071g.

Per le travi si è ridotto il tempo di ritorno dell'azione sismica fino al minimo disponibile, ovvero 30 anni. Notato che anche per tale valore gli elementi risultavano non verificati si è proceduto a diminuire l'accelerazione (lasciando costanti F_0 e T_c) fino a determinare la massima accelerazione per la quale le verifiche duttili risultano soddisfatte. Si è ottenuta un'accelerazione di riferimento pari a 0,022g.

Valutazione dell'accelerazione al suolo per meccanismi fragili

Per gli elementi verticali si è ottenuto un periodo di ritorno pari a 40 anni, corrispondente ad un'accelerazione di riferimento pari a 0,063g. Per gli elementi orizzontali si è ottenuto un periodo di ritorno pari a 350 anni, corrispondente ad un'accelerazione di riferimento pari a 0,179g.

Indicatori di rischio sismico post intervento

A questo punto anche nel caso post-intervento è stato possibile definire due tipi di indicatori di rischio: il primo dato dal rapporto fra capacità e domanda in termini di PGA ed il secondo espresso dall'analogo rapporto fra i periodi di ritorno dell'azione sismica.

Per quanto riguarda la capacità della struttura si è dovuto considerare il valore minimo di resistenza fra tutti gli elementi analizzati: in questo caso la rottura della prima trave per meccanismo duttile, assumendo una accelerazione di riferimento pari a 0,022g. Il corrispondente periodo di riferimento (determinato per interpolazione lineare, in quanto inferiore a 30 anni) è risultato essere di 12 anni.

Si è riportato in una tabella i valori di capacità e domanda in termini di PGA e di tempo di ritorno. Per quanto riguarda gli indicatori di rischio, quello in termini di PGA è determinato semplicemente come rapporto fra PGA_C e PGA_D ; quello in funzione dei tempi di ritorno invece è pari a $(TRC/TRD)^a$ con $a = 1/2,43$.

INDICATORI DI RISCHIO – POST INTERVENTO		
STATO LIMITE SLV	PGA_{SLV}	TR_{SLV}
Capacità	0.022	12
Domanda	0.237	712
Indicatore di rischio	0.09	0.18

Si è assunto pertanto per questa struttura un indicatore di rischio pari alla media fra i due, quindi I.R. è pari al 14%.

Conclusioni

La struttura in esame originariamente risultava sopportare un'azione sismica molto modesta. La stessa considerazione potrebbe essere riferita a molti altri edifici del centro storico di Gorizia, costruiti nello stesso periodo storico e con le stesse tecnologie, che all'epoca non prevedevano un dimensionamento sismico. Sulle cause di queste debolezze si possono quindi fare diverse considerazioni:

- la struttura non era stata calcolata per resistere a sisma ma solo a carichi verticali;
- l'azione sismica di progetto è piuttosto elevata, considerando la classe d'uso dell'edificio;
- il livello di conoscenza della struttura esistente ottenuto (LC2) comporta l'utilizzo di fattori di confidenza pari a 1,2 che vanno a dividere le resistenze degli elementi.

La struttura prima dell'intervento era in grado di resistere ad un'accelerazione massima al suolo pari a 0,018g. Successivamente all'intervento tale valore è stato incrementato a 0,022g.

L'intervento in oggetto ha quindi migliorato, seppur di poco, la situazione, e può quindi essere classificato come **miglioramento sismico**.