

Progetto di ristrutturazione globale con miglioramento sismico e valutazione della vulnerabilità sismica

L'istituto grafico dei padri Dehoniani di Bologna

Progetto a cura degli ingg. Guido Lenzi e Alessio Giammarruto – EN7 Ingegneria e Architettura, Bologna (www.en7.it)

DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Questo articolo affronta il progetto di ristrutturazione globale e ampliamento di un edificio con cambio d'uso parziale da laboratori/uffici a laboratori/uffici ed uso scolastico.



L'edificio esistente, nato all'inizio degli anni 70, era la sede produttiva di una delle maggiori case editrici cattoliche italiane. L'obiettivo dell'intervento è stato quello di insediare qui una scuola privata parificata, la cui sede attuale era carente in termini di spazi e dotazioni scolastiche, nonché di recuperare la parte residua ai piani del fabbricato ad uso delle attività religiose (dal livello 3 al livello 6), rivedendo gli spazi in un layout più funzionale. Tale intervento è inquadrato nell'ambito del miglioramento sismico ai sensi par. 8.4.2 delle NTC 2008, finalizzato ad accrescere la capacità di resistenza e duttilità del sistema costruttivo alle azioni considerate.

L'edificio è un fabbricato a pianta rettangolare costituito da un piano interrato, un piano terra, un piano ammezzato, un piano di copertura perimetrale basso, quattro piani tipo e un piano di copertura. Ci sono inoltre ulteriori livelli intermedi che costituiscono delle piccole porzioni di solai relativi ad un corpo adiacente al vano scala aggettante.

I primi tre livelli sono dotati di pari dimensioni planimetriche mentre i rimanenti livelli hanno un'ampiezza inferiore. Questi ultimi (tranne il coperto) avevano una funzione amministrativa di supporto alla

produzione sviluppata ai piani bassi. Gli elementi di connessione verticale sono due vani scala, uno interno e uno esterno al volume di fabbrica (aggettante), totalmente in calcestruzzo a vista. Tale fabbricato è costituito da un sistema costruttivo principale in cemento armato, non regolare in pianta ed elevazione, rappresentato da due telai longitudinali in c.a. composti da pilastri e travi in spessore. I solai in latero cemento gettato in opera sono disposti in senso trasversale e hanno uno spessore di 50 cm e una luce netta di oltre 10 m con unico rompitratta centrale. Non è presente un'orditura di travi trasversali che colleghino i due telai, a meno di travi di bordo sui lati corti. In corrispondenza dei nodi principali, a lato interno del fabbricato, sono presenti alcuni cavedi passanti. Le caratteristiche riscontrate per le travi e i solai sono giustificate dai notevoli sovraccarichi variabili per i quali sono stati progettati ed effettivamente poi utilizzati (servizi tecnico-amministrativi editoriali e alcuni locali destinati a magazzini).

Oltre alla struttura a travi e pilastri sono presenti i vani scala e i vani ascensore e montacarichi. I 2 vani scala sono delimitati da pareti in c.a. faccia vista gettati in opera; i vani ascensore e montacarichi sono anch'essi in c.a. faccia vista.

Le fondazioni, dai saggi effettuati, risultano essere dirette, attestate a circa 120 cm (estradosso plinti) dall'attuale piano finito del livello 0.

Dal preliminare rilievo effettuato e dalla analisi qualitativa e quantitativa si sottolinea quanto segue, fatto salvo quanto sarà ulteriormente evidenziato dai risultati dell'analisi sismica:

- non si riscontra riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta ad azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni), situazioni di funzionamento ed uso anomalo, deformazioni significative imposte da cedimenti del terreno di fondazione;
- il degrado dei materiali (carbonatazione del calcestruzzo, ossidazione del ferro) è modesto e "fisiologico" sia per le strutture esposte che per quelle interne (non soggette ad ambiente aggressivo);
- non risultano palesi difetti di impostazione progettuale (ai carichi verticali) e di realizzazione;
- le strutture indagate non presentano modificazioni significative rispetto alla situazione originaria;
- le travi e i travetti di solaio, in quanto soggetti a carichi variabili elevati nello stato di fatto, sono stati armati a flessione e taglio (anche i travetti in opera del solaio presentano staffe e anche la soletta collaborante è armata con barre incrociate per meglio ripartire i forti carichi previsti);
- i forti sovraccarichi variabili e le elevate luci dei solai e delle travi e uniti all'assenza di criteri di gerarchia di resistenza fra travi e pilastri comportano la crisi sotto sisma per meccanismi di piano debole nei pilastri, accentuando la tendenza (difficile da invertire nel caso specifico) ad avere "travi forti e pilastri deboli", oppure per meccanismi fragili di taglio nei pilastri o nei nodi;
- oltre alle rotture fragili e da considerare anche la plasticizzazione alla base dei setti trasversali (concentrata in fondazione) del fabbricato vista la scarsa armatura di ripresa che contrasta lo scorrimento sismico.

MIGLIORAMENTO SISMICO: OBIETTIVI E INTERVENTI

Preso atto dello stato di fatto con destinazione d'uso Scuola l'intervento di ristrutturazione persegue le seguenti finalità:

- insediare una scuola privata parificata, ad oggi carente in termini di spazi e dotazioni scolastiche normativamente richieste);
- recuperare la parte residua ai piani del fabbricato ad uso delle attività religiose, rivedendo gli spazi in un layout più funzionale.

Il progetto architettonico e quello strutturale si sono ispirati all'obiettivo primario di :

- a) non sopraelevare la costruzione;

- b) non ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse;
- c) non apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali (permanenti e variabili) in fondazione superiori al 10%;
- d) non effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.

Gli interventi non dichiaratamente strutturali non influiscono sulla capacità e rigidità degli elementi strutturali. Premesso tutto quanto sopra, l'intervento oggetto di richiesta di variante sostanziale all'autorizzazione sismica già rilasciata e inquadrato nell'ambito del miglioramento sismico ai sensi par. 8.4.2 del DM 14/01/2008 finalizzato ad accrescere la capacità di resistenza e duttilità del sistema costruttivo alle azioni considerate.

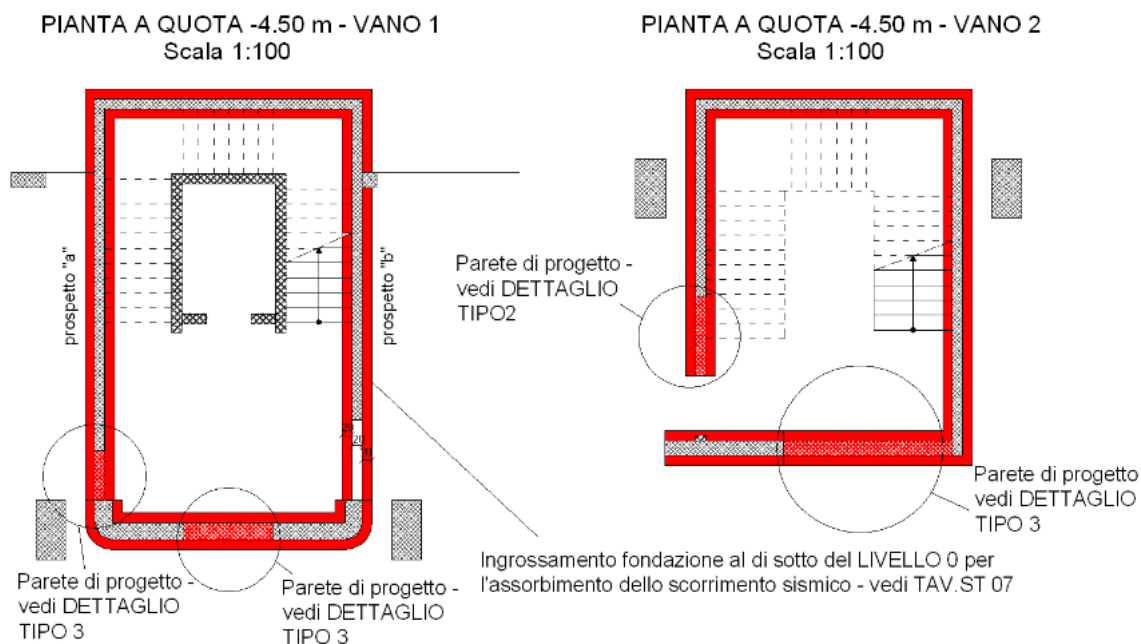
Si evidenzia che la valutazione della sicurezza è stata elaborata assumendo lo spettro di risposta SLV, vita nominale 50 anni, classe d'uso III suscettibile di affollamento, $T_R=712$ anni, suolo C sia nello stato di fatto che di progetto. Sono escluse le verifiche allo SLE; i livelli di prestazione sono stati stabiliti dal progettista di concerto con il Committente.

Il miglioramento sismico viene motivato e sostenuto da quattro punti chiave fondamentali:

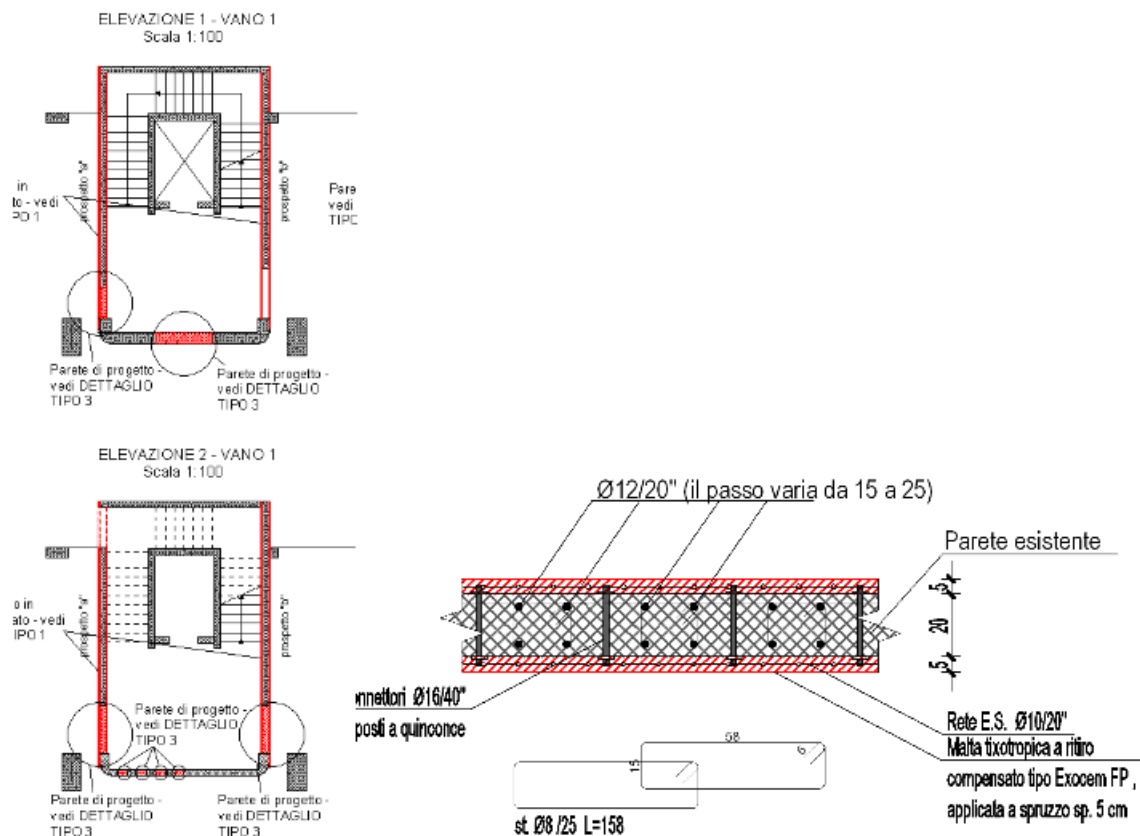
- 1) Distacco totale mediante giunto sismico tra questo edificio e quello adiacente. Le strutture orizzontali e verticali dei due edifici, a differenza del progetto autorizzato, verranno distaccate totalmente di 12 cm, realizzando un giunto sismico vero e proprio secondo le prescrizioni delle NTC08. La scelta progettuale elimina alla base il rischio di martellamento tra i due fabbricati nel caso di azione sismica unita a modi di vibrare asincroni tra i fabbricati stessi, scongiurando le dannose interazioni che ne deriverebbero.
- 2) Miglioramento dei meccanismi a rottura fragile e duttile. L'esperienza pratica in caso di sisma ha confermato che una delle cause principali di crollo è costituita dai meccanismi di collasso fragile: gli edifici crollano per rottura a taglio dei pilastri, per rottura dei nodi e per scorrimento tra la sommità dei pilastri e la trave in corrispondenza della ripresa dei getti. Inoltre, i meccanismi a rottura fragile avvengono per eventi sismici con valori di accelerazione di picco al suolo molto bassi quando tutta la struttura è ancora in campo lineare.

Non meno importanti per il fabbricato in oggetto appaiono i meccanismi a rottura duttile, che sono stati presi in considerazione per tutti gli elementi strutturali, sia nello stato di fatto che in quello di progetto, abbandonando l'ipotesi di comportamento elastico del sistema ed esplorando le risorse plastiche. Sono state effettuate quindi modellazioni di varie per i due diversi tipi di rottura giungendo ai seguenti risultati riassunti nelle tabelle/grafici che seguono.

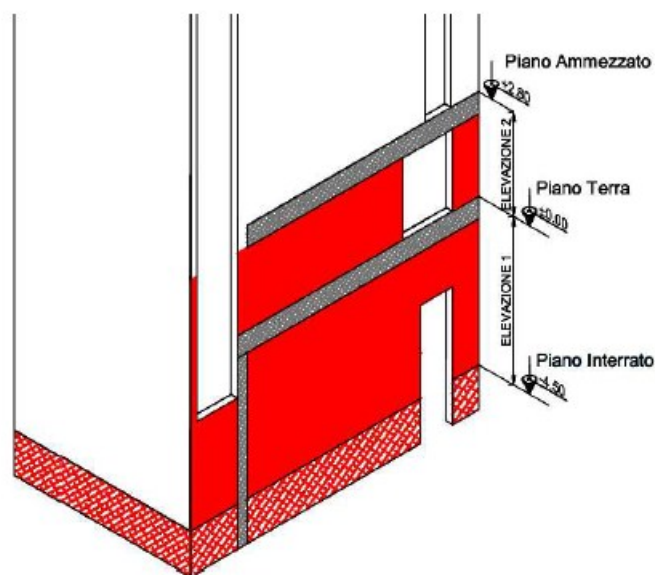
- 3) Diminuzione dei carichi permanenti e variabili. Il solaio nei vari impalcati subiscono una riduzione di peso permanente, permanente portato, variabile in base alle zone.
- 4) Interventi strutturali antisismici.
 - A. I setti costituenti i vani scala principali vengono rinforzati in fondazione al di sotto della quota - 4.50m per assorbire totalmente lo scorrimento sismico di base. Di seguito un'immagine estratta dall'elaborato grafico di progetto.



In elevazione le pareti trasversali del vano scala 1 vengono rinforzate dal livello 0 al livello 2 per assorbire il taglio sismico sollecitante scaturito dall'analisi dinamica modale. Il rinforzo è costituito da un'incamiciatura effettuata tramite una malta tixotropica a ritiro compensato applicata a spruzzo che aumenta per due elevazioni lo spessore. Tale malta applicata a spruzzo fascia completamente il setto: la continuità sectionale è migliorata da connettori passanti tra una faccia e l'altra disposti a quinconce. Di seguito l'individuazione planimetrica e sezionele dell'intervento appena descritto.



La figura che segue riassume invece assonometricamente i due interventi nel vano 1: quello relativo allo scorrimento sismico e quello relativo al rinforzo a taglio, rispettivamente tratteggiato e a tinta uniforme.



- B. Nel livello 2 viene ripristinata la continuità del solaio rigido nelle porzioni originariamente a doppio volume.
- C. Dal livello 3 fino al livello di copertura viene eseguita la chiusura mediante soletta piena in c.a. del montacarichi isolato alla quota dei solai e verranno ingrossate le travi di collegamento tra i telai e i vani scale. In tal modo viene migliorata ridistribuzione orizzontale dei carichi e quindi la risposta sismica globale.

Con tali provvedimenti le oscillazioni elastiche vengono regolarizzate ed inoltre vengono abbattuti gli indici di vulnerabilità sismica relativi alle travi di collegamento ristrette tra telai e setti.

RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA

ASPETTI GENERALI

La schematizzazione della struttura dell'edificio, essendo un edificio multipiano, viene eseguita con un telaio spaziale incastrato alla base, con masse concentrate negli impalcati, indeformabili nel loro piano. Secondo quanto consentito dal cap.7.2.6. delle NTC08 gli elementi strutturali "secondari" e gli elementi non strutturali autoportanti (tramezzi) sono stati modellati unicamente in termini di massa visto che non sono dotati di rigidità e resistenza tale da modificare significativamente il comportamento del modello. Un discorso ad hoc meritano le tamponature che, essendo poco rigide e distribuite in maniera abbastanza regolare assorbono parte del sisma, di conseguenza le sollecitazioni nelle aste si riducono globalmente della stessa aliquota, si ha tuttavia un incremento di sollecitazioni dovuto "all'effetto locale" delle tamponature che comunque è minore della riduzione globale. In definitiva, in questo caso, le tamponature migliorano il comportamento sismico della struttura incrementandone la capacità portante e trascurarle è a favore di sicurezza. Nei modelli di calcolo inoltre, si tiene conto della variabilità spaziale del moto sismico e di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse: al centro di massa sarà attribuita, per ciascun orizzontamento, un'eccentricità accidentale pari al 5% della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

TIPO DI MODELLAZIONE E COMBINAZIONI SISMICHE

La risposta della struttura all'azione sismica può essere valutata con diversi tipi di analisi secondo quanto indicato nel par. 8.7.2 delle NTC08 e più nello specifico dal paragrafo dedicato della circolare C8.7.2.4. Stabilito il livello di conoscenza LC1 derivato dalle limitate prove in situ effettuate e dalla totale assenza dei disegni esecutivi strutturali originali e viste le indicazioni dettate dalle Norme Tecniche nel par.C8A.1.B.3 (la

valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza limitata viene in genere eseguita mediante metodi di analisi lineare statici o dinamici) si è scelto di utilizzare un'analisi dinamica modale con fattore di struttura q . In breve, l'analisi consiste nella scomposizione del comportamento dinamico della struttura in oscillatori semplici partendo dalla scrittura delle equazioni del moto del sistema e, risolvendo un problema agli autovalori, si determinano le pulsazioni naturali della struttura e le forme modali naturali per arrivare al periodo di oscillazione effettivo della struttura. L'azione sismica viene rappresentata da spettri di risposta definiti al cap.3.2.3 delle NTC 2008 fissati per ogni stato limite considerato. La domanda viene calcolata attraverso la combinazione della risposta degli oscillatori elementari rappresentativi dei modi di vibrare significativi della struttura.

Come prescritto dalla normativa si è scelto di utilizzare un'azione sismica ridotta con un $q=1.5$ per le verifiche dei meccanismi fragili e un $q=3$ per le verifiche sui meccanismi duttili: lo spettro di risposta elastico viene quindi scalato del fattore di struttura $q=1.5$ e $q=3$.

In realtà non sono state eseguite solo due analisi dinamiche modali, una per i meccanismi fragili e l'altra per i duttili ma è stata eseguita anche un'analisi preliminare di progetto simulato (prevista dalle NTC08) che ha permesso di inserire automaticamente all'interno di tutti gli elementi strutturali modellati le armature, facendo riferimento alla normativa dell'epoca (tensioni ammissibili). Le armature inserite automaticamente dal programma (MasterSap di AMV s.r.l.) sono state poi modificate manualmente solo per gli elementi strutturali nei quali erano stati eseguiti dei saggi, facendo riferimento al livello di conoscenza LC1.

Nelle analisi dinamiche modali si sono individuati i livelli di azione sismica (che dipendono dal tempo di ritorno impostato e quindi dall'accelerazione al suolo) che hanno portato la struttura a non verificare almeno uno dei meccanismi fragili o duttili: in maniera iterativa è stato diminuito il tempo di ritorno e quindi l'azione sismica applicata (partendo da $T=712$ anni) fino a quando la struttura non è risultata completamente verificata in termini di meccanismi fragili ($q=1.5$) e in termini di meccanismi duttili ($q=3$). Si è così trovato il tempo di ritorno dell'azione sismica sopportata dal sistema (capacità) sia nello stato di fatto che in quello di progetto, sia per i meccanismi duttili che per quelli fragili (4 modelli di calcolo differenti).

Dividendo poi i 4 diversi tempi di ritorno di capacità per il tempo di ritorno di domanda sismica (712 anni) si sono ottenuti i 4 diversi indici di vulnerabilità sismica del fabbricato per i diversi meccanismi di rottura nello SDF e in quello di progetto.

VERIFICA DEI MECCANISMI A ROTTURA FRAGILE E DUTTILE

INTRODUZIONE

L'evidenza sperimentale, quali i danneggiamenti e i crolli di edifici in cemento armato susseguiti ai terremoti, conferma che una delle cause principali di crollo durante un sisma è costituita dall'attivazione dei meccanismi di collasso fragile: gli edifici crollano per rottura a taglio dei pilastri, per rottura dei nodi, per scorrimento tra la sommità del pilastro e la trave in corrispondenza della ripresa di getto, con sfilamento o con scorrimento e tranciamento delle barre; molto raramente si riscontra la formazione di cerniere plastiche alle estremità di colonne e travi.

I meccanismi a rottura fragile inoltre, avvengono generalmente quando tutta la struttura è ancora in campo lineare e si possono verificare per eventi sismici con valori di accelerazione di picco al suolo a_g molto bassi (0.0541 g nel caso in esame). Da qui si rafforza un concetto: è inutile intraprendere la strada di un'analisi non lineare, ma è più che sufficiente un'analisi lineare con fattore di struttura ridotto pari a 1.5 come previsto dalle NTC08.

Le stesse norme tecniche danno più importanza ai meccanismi fragili, sostenendo che possono localizzarsi in qualsiasi punto della struttura e possono determinare il collasso dell'intera struttura a differenza dei meccanismi duttili che in genere non comportano un collasso totale e generale con la plasticizzazione di un elemento (cap.8.7.2).

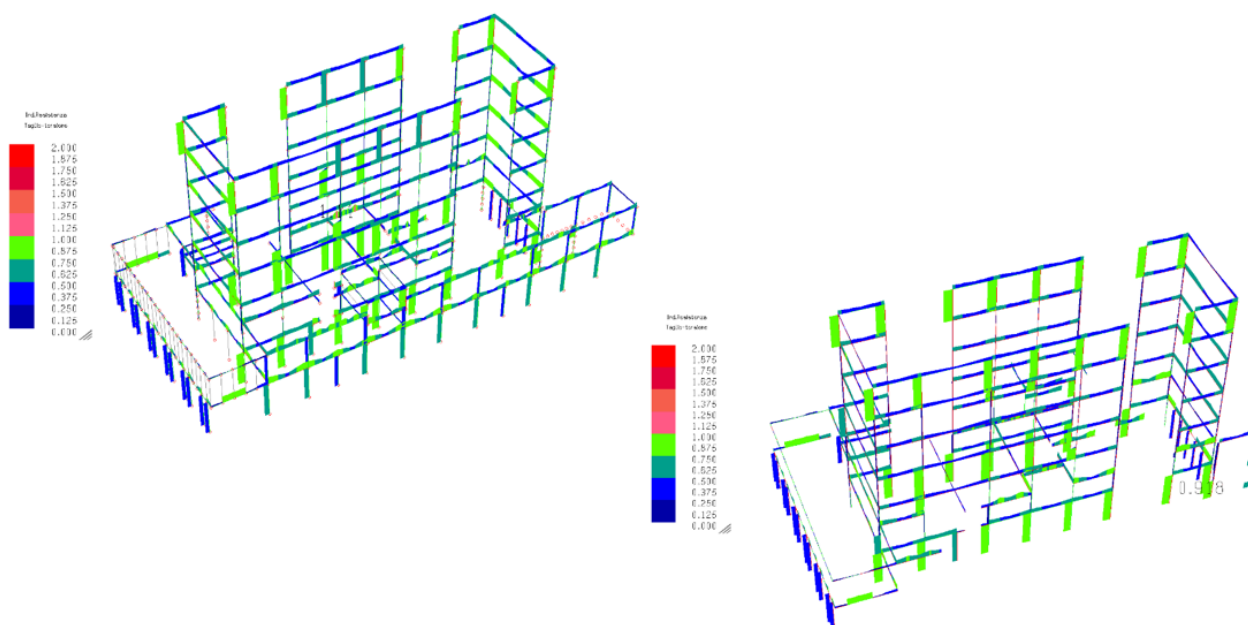
Il primo problema esaminato è stato quindi quello di esaminare i meccanismi fragili di rottura sia nello stato di fatto che in quello di progetto. Successivamente si è voluto esprimere un grado di vulnerabilità del fabbricato anche in termini di meccanismi duttili per i quali il fabbricato arriva ad una rottura nello stato di fatto per lo stesso tempo di ritorno dei meccanismi fragili ($T=30$ anni).

Con una pseudo accelerazione sismica di 0.0541 ag/g associata ad un tempo di ritorno di 30 anni il fabbricato presenta meccanismi di rottura sia fragili che duttili su più elementi e quindi sono state effettuate le verifiche per ambedue i meccanismi pervenendo ad due diversi gradi di miglioramento, uno per ciascun tipo di meccanismo.

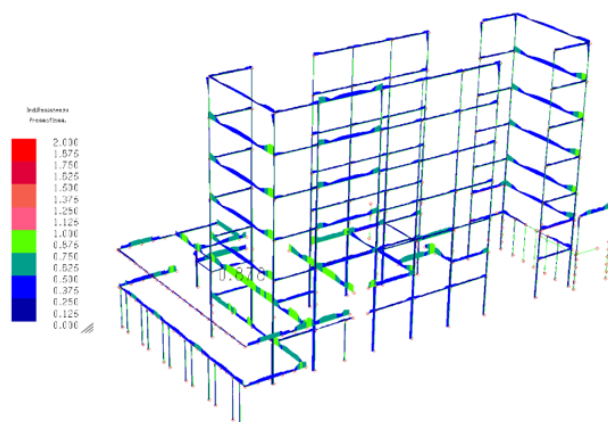
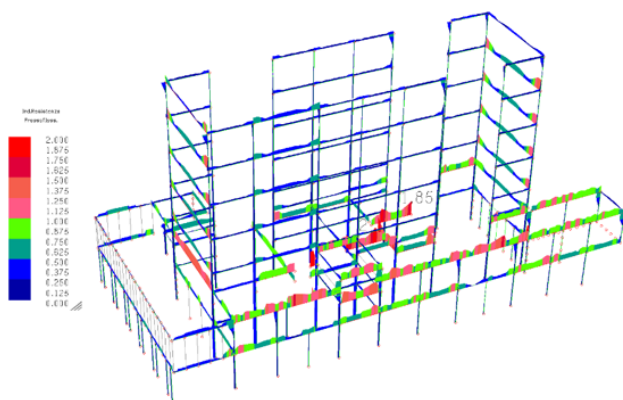
I RISULTATI: LE VERIFICHE STATICHE

Il primo controllo viene fatto per le sole azioni statiche. Non è richiesto per la compilazione delle schede ma da un'idea del comportamento di una struttura esistente (progettata con altre normative e con altre concezioni strutturali) nei confronti delle più recenti NTC 2008.

Queste sono le mappe dei meccanismi di rottura fragili su travi e pilastri (ovvero l'indice di resistenza delle verifiche a taglio/torsione) per le sole combinazioni statiche, ottenute con l'applicativo MasterEsist, specifico post processore per la verifica degli edifici esistenti del programma MasterSap di AMV s.r.l.: nello stato di fatto solo una trave non risulta verificata ($IR=1.11$) mentre nel progetto tutte le sezioni risultano verificate ($IR \leq 1$).

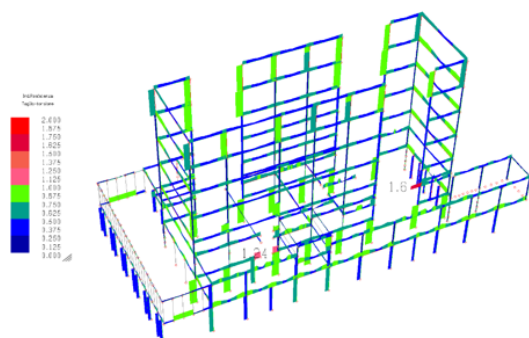


Queste sono invece le mappe dei meccanismi di rottura duttili su travi e pilastri (ovvero l'indice di resistenza delle verifiche a presso flessione) per le sole combinazioni statiche: nello stato di fatto molte travi non risultano verificate, soprattutto nel corpo di smistamento e sulle travi di bordo trasversali ($IR=2$) mentre nello stato di progetto tutte le sezioni risultano verificate ($IR \leq 1$). Gli elementi strutturali realizzati "ex novo" non sono stati rappresentati nello SDP in quanto sono stati armati/verificati con la domanda sismica nominale ($TR=712$ anni).

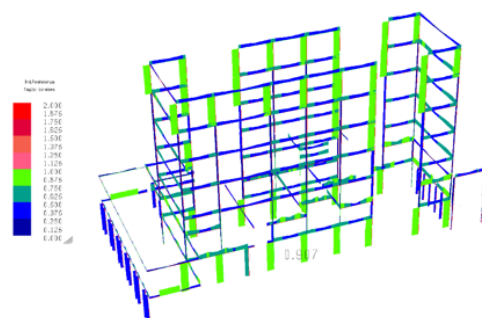


I RISULTATI: LE VERIFICHE SISMICHE

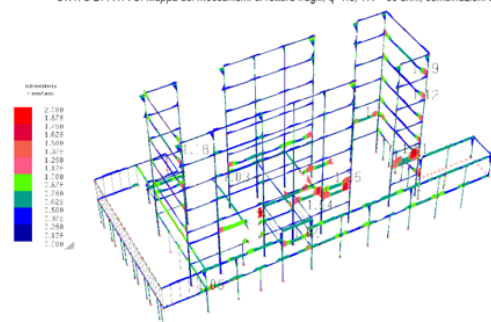
Le figure mostrano come nello stato di fatto, con un $TR=30$ anni, già tre elementi non risultano essere verificati in termini di meccanismi fragili, mentre nello stato di progetto (per lo stesso TR) tutte le sezioni risultano verificate ($IR \leq 1$). Inoltre 35 elementi non risultano essere verificati in termini di meccanismi duttili, mentre nello stato di progetto (per lo stesso TR di 30 anni) tutte le sezioni risultano verificate ($IR \leq 1$).



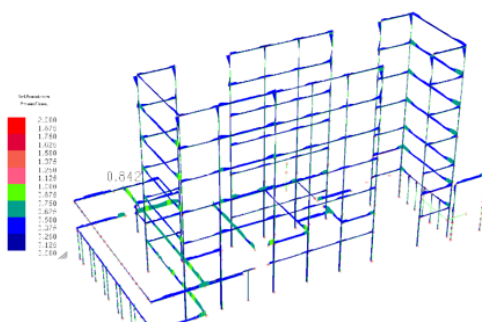
STATO DI FATTO: Mappa dei meccanismi di rottura fragili, $q=1.5$, $TR=30$ anni; combinazioni sismiche



STATO DI PROGETTO: Mappa dei meccanismi di rottura fragili, $q=1.5$, $TR=30$ anni; combinazioni sismiche



STATO DI FATTO: Mappa dei meccanismi di rottura duttili, $q=1.5$, $TR=30$ anni; combinazioni sismiche



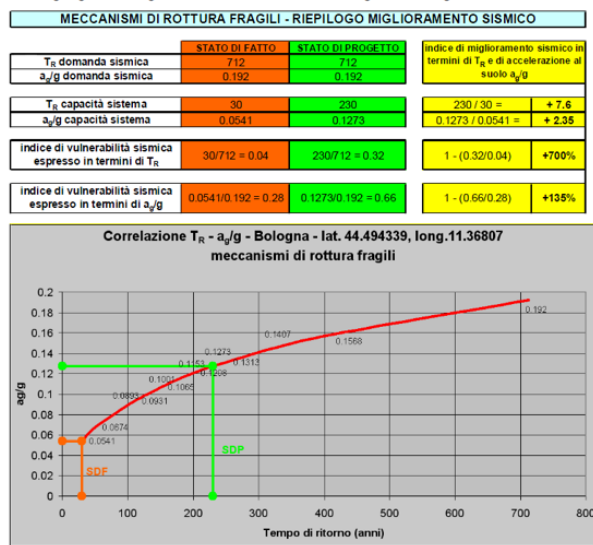
STATO DI PROGETTO: Mappa dei meccanismi di rottura duttili, $q=1.5$, $TR=30$ anni; combinazioni sismiche

Più di 50 elementi non risultano essere verificati in termini di meccanismi duttili per un'azione sismica corrispondente ad un tempo di ritorno di 130 anni, mentre nello stato di progetto (per lo stesso TR) solo un elemento risulta non essere verificato ($IR=1.05$).

Nello stato di fatto, con un TR=230 anni, almeno sette elementi non risultano essere verificati in termini di meccanismi fragili, mentre nello stato di progetto (per lo stesso TR) solo un elemento risulta non essere verificato (IR=1.07).

Si noti nel grafico la correlazione non lineare tra il tempo di ritorno e le accelerazioni al suolo (curva in rosso), ove è stato anche riproposto il grado di miglioramento sismico ottenuto. Leggendo i risultati riepilogati nella colonna rossa possiamo facilmente riempire la scheda di sintesi per quel che riguarda la capacità in termini di accelerazione e tempi di ritorno, per la domanda e gli indicatori di rischio. Facciamo notare come l'indice di rischio in termini di periodi di ritorno qui riportato è ottenuto dal semplice rapporto fra il TR di capacità e domanda. Le schede di sintesi prevedono di elevare questo rapporto per un coefficiente «a» pari a 1/2.43, che nel nostro caso porterebbe il rapporto a 0,27, molto prossimo al valore 0,28 ottenuto confrontando le PGA.

Sono state effettuate quindi modellazioni diverse – come dettagliato in seguito – per i due diversi tipi di rottura giungendo ai seguenti risultati riassunti nelle tabelle/grafici che seguono.



26) Risultati dell'analisi: Capacità in termini di accelerazione al suolo e periodo di ritorno per diversi SL

		Tipo di rottura								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
		cemento armato, acciaio						Muratura		Tutti
		Primo collasso a taglio	Collasso di un nodo	Rottazione totale rispetto all'asse di verifica a flessione o a torsione	Capacità limite del terreno di fondazione	Capacità limite fondazioni	Deformazione ultima nel piano	Rottura fuori piano di un pannello	Resistenza nel piano di un pannello	Deformazione d'urto
A	PGA _{CLC}	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []
B	PGA _{CLV}	0.192	0.54	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []
C	PGA _{CLD}	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []
D	PGA _{CLD}	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []
E	TR _{CLC}	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []
F	TR _{CLV}	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []
G	TR _{CLD}	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []
H	TR _{CLD}	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []

27) Domanda: valori di riferimento delle accelerazioni e dei periodi di ritorno dell'azione sismica

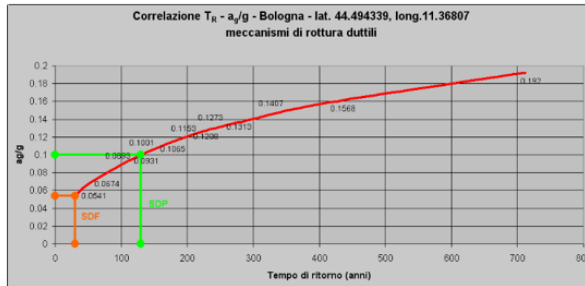
Stato limite	Accelerazione (g)	T_{RD} (anni)
A Stato limite di collasso (SLC)	PGA _{CLC} [] [] [] []	TR _{CLC} [] [] [] []
B Stato limite di salvaguardia (SLV)	PGA _{CLV} 0.192	TR _{CLV} 712
C Stato limite di danno (SLD)	PGA _{CLD} [] [] [] []	TR _{CLD} [] [] [] []
D Stato limite di operatività (SLO)	PGA _{CLD} [] [] [] []	TR _{CLD} [] [] [] []

28) Indicatori di rischio

Stato limite	Rapporto fra le accelerazioni	Rapporto fra i periodi di ritorno elevato ad a
A di collasso (i_{CLC})	[] [] [] [] = (PGA _{CLC} /PGA _{CLC})	[] [] [] [] = (TR _{CLC} /TR _{CLC}) ^a
B per la vita (i_{CLV})	0.28 [] [] [] [] = (PGA _{CLV} /PGA _{CLV})	0.4 [] [] [] [] = (TR _{CLV} /TR _{CLV}) ^a
C di inagibilità (i_{CLD})	[] [] [] [] = (PGA _{CLD} /PGA _{CLD})	[] [] [] [] = (TR _{CLD} /TR _{CLD}) ^a
D per l'operatività (i_{CLD})	[] [] [] [] = (PGA _{CLD} /PGA _{CLD})	[] [] [] [] = (TR _{CLD} /TR _{CLD}) ^a

Per i meccanismi duttili si è passati dai 30 anni dello stato di fatto ai 130 anni dello stato di progetto e da un'accelerazione sopportabile dal sistema di 0.0541 ag/g a una di 0.1001 ag/g. Per la compilazione della scheda, nella sezione 26 riservata alla capacità il tempo di ritorno di 30 (e la conseguente accelerazione di 0,054 g) sono un vincolo insuperabile anche per i meccanismi duttili. Restando immutata la domanda, anche gli indici di resistenza assumono lo stesso valore.

MECCANISMI DI ROTTURA DUTTILI - RIEPILOGO MIGLIORAMENTO SISMICO			
	STATO DI FATTO	STATO DI PROGETTO	
T_R domanda sismica	712	712	
a_g/g domanda sismica	0.192	0.192	
T_R capacità sistema	30	130	
a_g/g capacità sistema	0.0541	0.1001	
Indice di vulnerabilità sismica espresso in termini di T_R	$30/712 = 0.04$	$130/712 = 0.18$	
Indice di vulnerabilità sismica espresso in termini di a_g/g	$0.0541/0.192 = 0.28$	$0.1001/0.192 = 0.52$	
			Indice di miglioramento sismico in termini di T_R e di accelerazione al suolo a_g/g
			$130/30 = +4.33$
			$0.1001/0.0541 = +1.85$
			$1 - (0.18/0.04) = +350\%$
			$1 - (0.52/0.28) = +86\%$



26) Risultati dell'analisi: Capacità in termini di accelerazione al suolo e periodo di ritorno per diversi SL										
		Tipo di rottura								
		cemento armato, acciaio				Muratura				Tutti
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
		Primo collasso a taglio	Collasso di un nodo	Rottura totale rispetto all'asse di vertice a flessione o pressochiusura	Capacità limite del terreno di fondazione	Capacità limite fondazioni	Deformazione ultima nel piano	Resistenza fuori piano di un pannello	Resistenza nel piano di un pannello	Deformazione di danno i
A	PGA _{CLC}	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []
B	PGA _{CLV}	[] [] [] []	[] [] [] []	0.1 0.5 4	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []
C	PGA _{CLD}	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []
D	PGA _{CLD}	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []
E	TR _{CLC}	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []
F	TR _{CLV}	[] [] [] []	[] [] [] []	3 0	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []
G	TR _{CLD}	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []
H	TR _{CLD}	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []	[] [] [] []

27) Domanda: valori di riferimento delle accelerazioni e dei periodi di ritorno dell'azione sismica									
Stato limite		Accelerazione (g)				T _{ao} (anni)			
A	Stato limite di collasso (SLC)	PGA _{CLC} [] [] [] []				TR _{CLC} [] [] [] []			
B	Stato limite di salvaguardia (SLV)	PGA _{CLV} 0.1 1.9 2				TR _{CLV} 7.1 12			
C	Stato limite di danno (SLD)	PGA _{CLD} [] [] [] []				TR _{CLD} [] [] [] []			
D	Stato limite di operatività (SLO)	PGA _{CLD} [] [] [] []				TR _{CLD} [] [] [] []			

28) Indicatori di rischio									
Stato limite		Rapporto fra le accelerazioni				Rapporto fra i periodi di ritorno elevato ad a			
A	di collasso (α_{cl})	[] [] [] [] $\Rightarrow (PGA_{CLV}/PGA_{CLC})$				[] [] [] [] $\Rightarrow (TR_{CLV}/TR_{CLC})^a$			
B	per la vita (α_{lv})	0.1 2.8 1 $\Rightarrow (PGA_{CLV}/PGA_{CLV})$				0.1 4 $\Rightarrow (TR_{CLV}/TR_{CLV})^a$			
C	di inagibilità (α_{in})	[] [] [] [] $\Rightarrow (PGA_{CLD}/PGA_{CLD})$				[] [] [] [] $\Rightarrow (TR_{CLD}/TR_{CLD})^a$			
D	per l'operatività (α_{op})	[] [] [] [] $\Rightarrow (PGA_{CLD}/PGA_{CLD})$				[] [] [] [] $\Rightarrow (TR_{CLD}/TR_{CLD})^a$			

Lo stato di progetto ha una capacità di sopportazione dell'azione sismica per i meccanismi fragili pari a 7.6 volte (in termini di TR) e pari a 2.35 volte (in termini di a_g/g) rispetto a quella dello stato di fatto.

In termini di indici vulnerabilità sismica (denominati indicatori di rischio sismico nelle NTC08) i valori subiscono un incremento del 700% e del 135%, rispettivamente come rapporto tra il TR di capacità e quello di domanda e tra la a_g/g di capacità e quella di domanda.

Per i meccanismi duttili lo stato di progetto ha una capacità di sopportazione dell'azione sismica pari a 4.33 volte (in termini di TR) e pari a 1.85 volte (in termini di a_g/g) rispetto a quella dello stato di fatto. In termini di indici vulnerabilità sismica (denominati indicatori di rischio sismico nelle NTC08) i valori subiscono un incremento del 350% e dell'86%.

Il progetto di miglioramento conduce quindi ad un aumento del grado di sicurezza dell'intero edificio A, passando anche attraverso la quantificazione della vulnerabilità sismica (e quindi della valutazione della sicurezza) relative ai meccanismi fragili e duttili di rottura.

Nella scheda di sintesi, oltre ad una descrizione sommaria degli interventi di progetto, viene richiesto il valore di capacità (in termini di PGA) ottenuto al termine degli interventi previsti. A scopo cautelativo va inserito il minore fra i due valori ottenuti (meccanismi fragili 0,123 e meccanismi duttili 0,1001), quindi inseriamo 0,10.

MECCANISMI DI ROTTURA FRAGILI - RIEPILOGO MIGLIORAMENTO SISMICO

	STATO DI FATTO	STATO DI PROGETTO	Indice di miglioramento sismico in termini di T_R e di accelerazione al suolo a_g/g	
T_R domanda sismica	712	712		
a_g/g domanda sismica	0.192	0.192		
T_R capacità sistema	30	230	$230 / 30 =$	+ 7.6
a_g/g capacità sistema	0.0541	0.1273	$0.1273 / 0.0541 =$	+ 2.35
Indice di vulnerabilità sismica espresso in termini di T_R	$30/712 = 0.04$	$230/712 = 0.32$	$1 - (0.32/0.04)$	+700%
Indice di vulnerabilità sismica espresso in termini di a_g/g	$0.0541/0.192 = 0.28$	$0.1273/0.192 = 0.66$	$1 - (0.66/0.28)$	+135%

MECCANISMI DI ROTTURA DUTTILI - RIEPILOGO MIGLIORAMENTO SISMICO

	STATO DI FATTO	STATO DI PROGETTO	Indice di miglioramento sismico in termini di T_R e di accelerazione al suolo a_g/g	
T_R domanda sismica	712	712		
a_g/g domanda sismica	0.192	0.192		
T_R capacità sistema	30	130	$130 / 30 =$	+ 4.33
a_g/g capacità sistema	0.0541	0.1001	$0.1001 / 0.0541 =$	+ 1.85
Indice di vulnerabilità sismica espresso in termini di T_R	$30/712 = 0.04$	$130/712 = 0.18$	$1 - (0.18/0.04)$	+350%
Indice di vulnerabilità sismica espresso in termini di a_g/g	$0.0541/0.192 = 0.28$	$0.1001/0.192 = 0.52$	$1 - (0.52/0.28)$	+86%

29) Previsione di massima di possibili interventi di miglioramento				
A	Criticità che condizionano maggiormente la capacità	1 ☐ fondazioni 2 ☒ travi 3 ☒ pilastri	4 ☐ setti 5 ☐ murature 6 ☐ solai	7 ☐ coperture 8 ☐ scale 9 ☐ altro
B	Interventi migliorativi prevedibili	1 ☐ interventi in fondazione 2 ☒ aumento resist./dutt. sezioni 3 ☐ nodi/collegamenti telai	4 ☒ aumento resistenza muri 5 ☐ tiranti, cordoli, catene 6 ☒ solai o coperture	7 ☐ eliminazione spinte 8 ☐ altro 9 ☐ altro
C	Stima dell'estensione degli interventi in relazione alla volumetria totale della struttura	Codice intervento 1 % percentuale volumetrica dell'edificio interessata Codice intervento 2 % percentuale volumetrica dell'edificio interessata Codice intervento 3 % percentuale volumetrica dell'edificio interessata		
D	Stima dell'incremento di capacità conseguibile con gli interventi	1 ☐ SLC 2 ☒ SLV 3 ☐ SLD	Codice intervento 1 PGA1 0.1 Codice intervento 2 PGA2 Codice intervento 3 PGA3	approssimazione $\pm$ g approssimazione $\pm$ g approssimazione $\pm$ g

LE CONCLUSIONI

Per i meccanismi fragili è stato aumentato nel progetto il tempo di ritorno sopportabile dal sistema (capacità) e quindi di conseguenza anche l'accelerazione sismica al suolo: **si è passati dai 30 anni dello stato di fatto ai 230 anni dello stato di progetto e da un'accelerazione sopportabile dal sistema di 0.0541 ag/g a una di 0.1273 ag/g.**

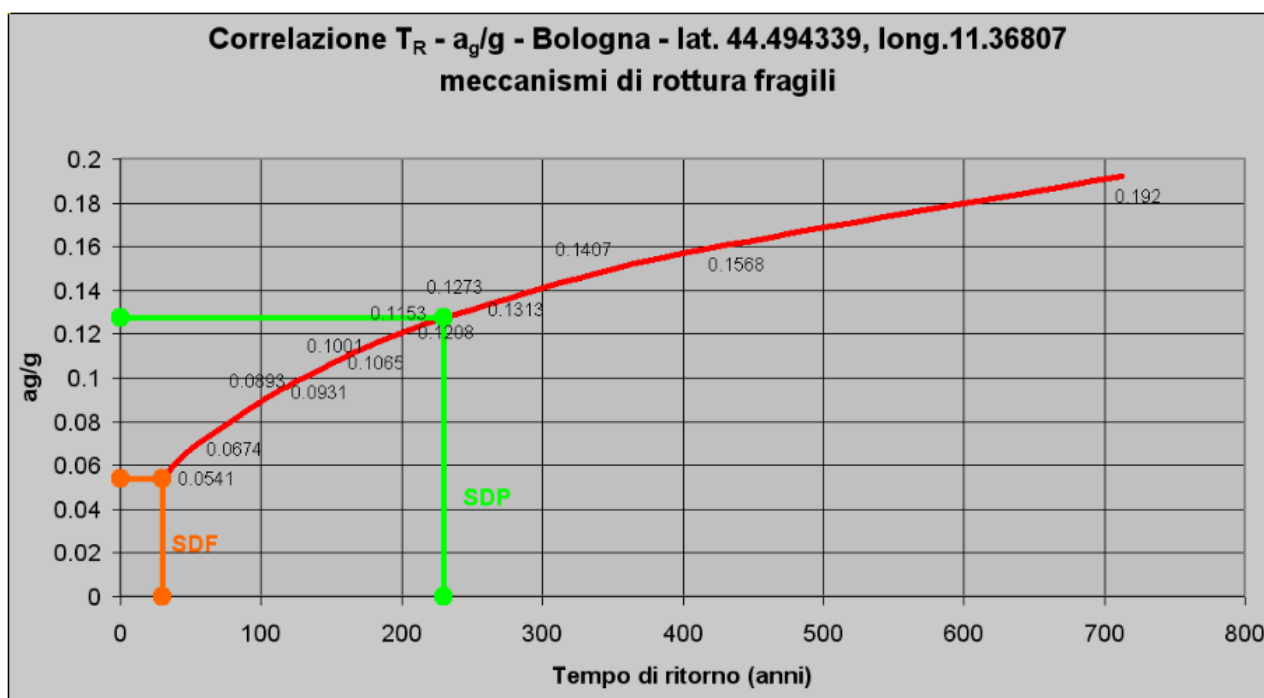
Lo stato di progetto ha una capacità di sopportazione dell'azione sismica pari a 7.6 volte (in termini di T_R) e pari a 2.35 volte (in termini di a_g/g) rispetto a quella dello stato di fatto.

In termini di indici di vulnerabilità sismica (denominati indicatori di rischio sismico nelle NTC 2008) i valori subiscono un incremento del 700% e del 135% rispettivamente come rapporto tra il T_R di capacità e quello di domanda e tra la a_g/g di capacità e quella di domanda.

Si noti invece nel grafico sottostante la tabella colorata, la correlazione non lineare tra il tempo di ritorno e le accelerazioni al suolo (curva in rosso), ove è stato anche riproposto il grado di miglioramento sismico ottenuto.

MECCANISMI DI ROTTURA FRAGILI - RIEPILOGO MIGLIORAMENTO SISMICO

	STATO DI FATTO	STATO DI PROGETTO	Indice di miglioramento sismico in termini di T_R e di accelerazione al suolo a_g/g	
T_R domanda sismica	712	712		
a_g/g domanda sismica	0.192	0.192		
T_R capacità sistema	30	230	$230 / 30 =$	+ 7.6
a_g/g capacità sistema	0.0541	0.1273	$0.1273 / 0.0541 =$	+ 2.35
Indice di vulnerabilità sismica espresso in termini di T_R	$30/712 = 0.04$	$230/712 = 0.32$	$1 - (0.32/0.04)$	+700%
Indice di vulnerabilità sismica espresso in termini di a_g/g	$0.0541/0.192 = 0.28$	$0.1273/0.192 = 0.66$	$1 - (0.66/0.28)$	+135%



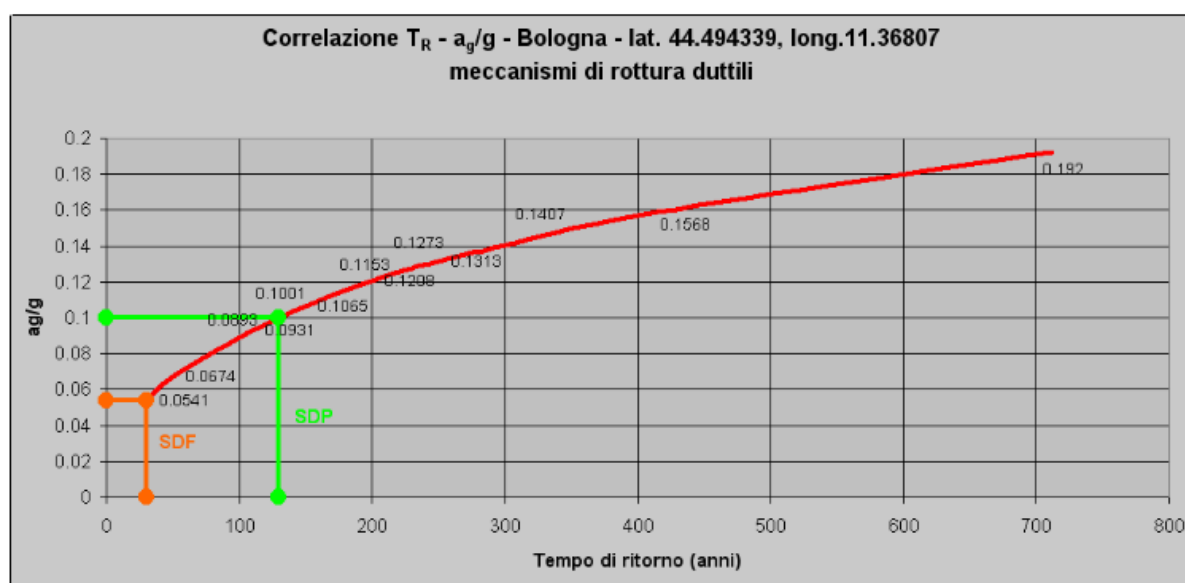
Per i meccanismi duttili si è passati dai 30 anni dello stato di fatto ai 130 anni dello stato di progetto e da un'accelerazione sopportabile dal sistema di 0.0541 ag/g a una di 0.1001 ag/g .

Lo stato di progetto ha una capacità di sopportazione dell'azione sismica pari a 4.33 volte (in termini di T_R) e pari a 1.85 volte (in termini di ag/g) rispetto a quella dello stato di fatto.

In termini di indici di vulnerabilità sismica (denominati indicatori di rischio sismico nelle NTC 2008) i valori subiscono un incremento del 350% e del 86% rispettivamente come rapporto tra il T_R di capacità e quello di domanda e tra la ag/g di capacità e quella di domanda.

MECCANISMI DI ROTTURA DUTTILI - RIEPILOGO MIGLIORAMENTO SISMICO

	STATO DI FATTO	STATO DI PROGETTO	indice di miglioramento sismico in termini di T_R e di accelerazione al suolo a_g/g	
T_R domanda sismica	712	712		
a_g/g domanda sismica	0.192	0.192		
T_R capacità sistema	30	130	$130 / 30 =$	+ 4.33
a_g/g capacità sistema	0.0541	0.1001	$0.1001 / 0.0541 =$	+ 1.85
indice di vulnerabilità sismica espresso in termini di T_R	$30/712 = 0.04$	$130/712 = 0.18$	$1 - (0.18/0.04) =$	+350%
indice di vulnerabilità sismica espresso in termini di a_g/g	$0.0541/0.192 = 0.28$	$0.1001/0.192 = 0.52$	$1 - (0.52/0.28) =$	+86%



Il progetto di miglioramento conduce quindi ad un aumento del grado di sicurezza dell'intero edificio passando anche attraverso la quantificazione della vulnerabilità sismica (e quindi della valutazione della sicurezza) relative ai meccanismi fragili e duttili di rottura.