

COMUNE DI JESI

PROGETTO DEFINITIVO – OPERE DI MIGLIORAMENTO
SISMICO/ANTINCENDIO
IMMOBILE SITO IN VIA ASIAGO, N. 1
FG.65 , PART. 412,

Committente: COMUNE DI JESI		Progettista: ING. HENRY LUCHETTI	
		Direttore Tecnico: ING. MICHELE VIGLIONE	
Codice archivio:	RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA RELAZIONE SUI MATERIALI RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE RELAZIONE GEOTECNICA-FONDAZIONI		Documento n°: RR
Data emissione:			
Data agg:			Revisione:

Indice generale

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA.....	3
1.PREMESSA.....	3
2.ANALISI STORICO-CRITICA.....	3
3.DEFINIZIONE LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA.....	6
3.1.RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE.....	6
3.2.PROVE SUI MATERIALI.....	8
RELAZIONE SUI MATERIALI.....	9
1.CALCESTRUZZO.....	9
2.ACCIAIO.....	15
3.FRP.....	16
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE.....	18
1.CRITERI GENERALI DI PROGETTO.....	18
2.CRITERI DI MODELLAZIONE.....	18
3.AZIONI.....	20
3.1.AZIONE DELLA NEVE.....	20
3.2.ANALISI DEI CARICHI.....	21
3.3.AZIONE SISMICA.....	24
3.4.COMBINAZIONI.....	32
4.METODO DI ANALISI.....	34
4.PRINCIPALI RISULTATI.....	35

RELAZIONE TECNICA ILLUSTRATIVA

1. PREMESSA

Il presente lavoro riguarda opere di miglioramento sismico di un fabbricato scolastico esistente sito nel Comune di Jesi (AN), in Via Asiago. Trattasi della scuola elementare denominata “Martiri della Libertà”, distinta catastalmente al foglio 65, particella 412, del Comune di Jesi (AN) e lo stesso ricade in area S1.1i – servizi per l’istruzione – del Progetto Comunale del Suolo del comune di Jesi (AN).

Le suddette opere si rendono necessarie per innalzare il livello di sicurezza offerto dal fabbricato, commisurato all'attuale destinazione d'uso ed al sito di ubicazione, e non per correggere vizi di forma progettuali o sanare difformità edilizie, stati deformativi e/o tensionali eccessivi, né per porre rimedio a quadri fessurativi significativi più o meno diffusi. Pertanto il livello di sicurezza da garantire a fronte delle opere di miglioramento sismico è stato definito in accordo con la committenza. Si precisa che nella progettazione degli interventi, sono state prese in considerazione, oltre alle condizioni sismiche, anche quelle statiche, nei confronti delle quali però le verifiche, in assenza di stati deformativi e/o tensionali eccessivi o vere e proprie lesioni, dovranno essere necessariamente rispettate solo nel caso di elementi oggetto di intervento o in caso di aumento rilevante delle azioni di natura antropica, escludendone l'obbligatorietà per sola variazione di normativa tecnica; tutto ciò in accordo con quanto sancito dai pareri dei Comitati Tecnico-Scientifici. (es. Pareri n°122 del 14/04/2016 e n° 6 del 27/07/2010 del C.T.S. della Regione Emilia Romagna).

2. ANALISI STORICO-CRITICA

Il fabbricato è stato realizzato fra gli anni 1974 e 1975, in un'unica soluzione, con collaudo a fine 1975 e abitabilità rilasciata ad inizio 1976, sulla base di un progetto strutturale esecutivo depositato nel 1973. Pertanto il progetto è stato redatto sulla base delle normative vigenti dell'epoca, che risultano essere:

- R.D. n. 2105 del 22/11/37 - “Norme tecniche di edilizia con speciali prescrizioni per le località colpite dai terremoti”

- R.D. n. 2229 del 16/11/1939 - “Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato”
- Legge n. 1086 del 5/11/1971 - “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”

Il R.D. n. 2105 del 22/11/37 non contemplava fra i territori in zona sismica il Comune di Jesi, che venne classificato come zona sismica solamente con il DM 10/2/1983, che ne dichiarava il grado di sismicità $S=9$.

Pertanto il progetto strutturale del fabbricato non prendeva in considerazione gli effetti delle azioni orizzontali dovute al sisma, come si intuisce immediatamente dagli elaborati grafici allegati al progetto strutturale originario. E' stata infatti rinvenuta l'intera documentazione progettuale, inclusa la documentazione di fine lavori e di contabilità di cantiere. Le carpenterie di piano mostrano uno schema strutturale chiaramente concepito per sorreggere i soli carichi verticali: sono infatti presenti telai principali ortogonali all'orditura dei solai, collegati trasversalmente fra loro da poche travi, per la maggior parte “a spessore” o addirittura assimilabili a cordoli (sezione 30x20 cm); le travi principali (soprattutto quelle “calate”) hanno sezioni spesso notevolmente superiori a quelle dei pilastri, con significativo sbilanciamento delle rigidezze flessionali. Ugualmente, i dettagli costruttivi relativi alle quantità e disposizione delle barre di armatura delle travi, evidenziano una progettazione per le sole condizioni statiche.

Il fabbricato è costituito complessivamente da 3 piani: un piano seminterrato e due piani fuori terra ed è circondato su tutto il perimetro da una corte esclusiva. La struttura portante è a telaio in c.a gettato in opera con pilastri rastremati in elevazione, travi sia a spessore che calate, fondazioni superficiali a plinti, impostati alla medesima quota e collegati fra loro da cordoli estradossati; i 2 solai interni sono realizzati in latero-cemento con travetti tralicciati e soletta di ripartizione di spessore $s=4$ cm in c.a gettati in opera per una altezza complessiva di 20 cm; il solaio di copertura è invece realizzato con travetti prefabbricati tipo “varese” con interposti tavelloni sia all’estradosso che all’intradosso dell’elemento portante. Non è presente la soletta collaborante sul solaio. La scalinata di accesso principale all’edificio, invece, è connessa alla trave di bordo del piano terra dell’edificio ed ha una fondazione superficiale di tipo a trave rovescia, impostata ad una quota maggiore del terreno rispetto alle fondazioni dell’edificio principale. Al livello seminterrato, sul lato dell'ingresso principale, vi è un cavedio fra il terreno e la struttura dell'edificio, pertanto la spinta del terreno viene assorbita dal muro controterra di tale cavedio e non viene scaricato sulla struttura

dell'edificio. Le scale interne, sono realizzate con solette rampanti in c.a di spessore $s=20$ cm, collegate a travi di grandi sezioni in parte estradossate, e sono in posizione eccentrica rispetto alla pianta del fabbricato; i pilastri non hanno una distribuzione regolare né in pianta né in elevazione (i pilastri 17-32-33 terminano al II solaio), ed i telai principali dell'edificio, orditi principalmente nella direzione del lato lungo, non sono posizionati in maniera regolare e simmetrica rispetto alla pianta dell'edificio.

Le pareti esterne sono a cassetta con paramento esterno a faccia vista tranne al piano seminterrato dove sono presenti pareti in mattoni pieni e malta cementizia in parte intonacate (come si evince dai documenti contabili di cantiere); sono presenti finestre a nastro sulle facciate del seminterrato ed in generale su tutte le facciate ampie superfici finestrate. Sempre in facciata, sono evidenti i parapetti in c.a in corrispondenza dei 2 solai interni, gettati in opera insieme alle travi perimetrali e privi di finiture, ed un ampio cornicione su tutto il perimetro della copertura piana, sul quale grava una veletta in c.a.

All'interno si trovano prevalentemente divisori in blocchi forati di laterizio di spessori variabili, pavimenti in marmettoni, ed alcune controsoffittature. Le altezze utili interne sono mediamente di circa 3.00 m.

Esternamente sono stati aggiunti, in fasi costruttive successive alla costruzione del fabbricato scolastico, un blocco scala in struttura metallica completamente indipendente dal fabbricato principale, un ascensore in struttura metallica leggera, con pareti di chiusura anch'esse di tipo leggero e fissato ad una propria fondazione superficiale, ed infine una rampa per disabili: queste ultime due opere, pur interagendo con il fabbricato principale, hanno una struttura portante sicuramente non rigida o comunque non in grado di interferire o alterare la risposta strutturale del fabbricato scolastico.

Lo stato di conservazione del fabbricato, si presenta complessivamente sufficiente: sono assenti infatti quadri fessurativi sugli elementi strutturali dovuti a dissesti in fondazione o stati tensionali/deformativi eccessivi;

Si registrano solamente delle lievi fessurazioni alle angolate dei divisori, delle tamponature e sui solai, da imputare al naturale assestamento della struttura portante nel tempo, sotto le azioni di esercizio. (es. cedimenti immediati e di consolidazione in fondazione, naturale deformazione dei travetti del solaio, soprattutto quella di natura viscosa permanente, che comunque risulta essere nei limiti di tolleranza, etc.). Sono invece presenti segni evidenti di risalita di umidità nelle pareti del seminterrato e di infiltrazioni d'acqua in copertura. Sugli elementi in c.a esposti all'esterno, sono

presenti diverse zone con copriferro espulso e corrosione delle barre di armatura, soprattutto sul cornicione in copertura.

3. DEFINIZIONE LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Per l'edificio in oggetto è stato possibile rintracciare i disegni originali completi con i quali è stata realizzata la struttura dell'edificio, la relazione a struttura ultimata, nella quale è possibile vedere tutti i certificati di prova sui materiali impiegati nella costruzione: tali informazioni sono state integrate con i risultati del rilievo geometrico-strutturale svolto in fase preliminare, approfondito con ulteriori rilievi a campione in sede di progettazione definitiva, e di una vasta campagna indagini preliminare, arricchita con ulteriori dati mediante nuove indagini, sia distruttive che non distruttive, in fase definitiva: è stato così possibile avere un riscontro delle reali caratteristiche dell'edificio, tenendo conto dei seguenti aspetti (tab. C8A.1.2 della circolare 2 febbraio 2009 n.617 C.S.LL.PP.):

- geometria complessiva e dei singoli elementi strutturali (carpenterie);
- dettagli strutturali (es. distinte delle armature);
- proprietà dei materiali.

Già in fase preliminare, per l'analisi della vulnerabilità sismica, era stato definito e raggiunto un Livello di Conoscenza LC3 – conoscenza accurata – che ha consentito l'impiego di un Fattore di Confidenza FC=1.00. Le ulteriori indagini sono state necessarie per ottenere informazioni ancor più dettagliate, utili per ottimizzare il progetto delle opere di miglioramento sismico. Di seguito si riportano le informazioni aggiuntive.

3.1. RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE

1

Geometria

In fase definitiva sono state aggiunte informazioni riguardanti i solai e le tamponature del seminterrato: attraverso dei saggi all'intradosso dei solai è stato definito l'interasse reale dei travetti, aventi una larghezza di 8 cm, che risulta essere di 40 cm per il I solaio e 50cm per il II solaio, mentre le tamponature del seminterrato, da saggi su quasi l'intero spessore, risultano essere realizzate in muratura piena con buona tessitura, collegamenti trasversali e giunti di malta cementizia di buona qualità, per uno spessore di 30 cm. Per approfondimenti vedere l'elaborato denominato "RI - Indagini e Prove Diagnostiche su alcuni Elementi Strutturali dell'Edificio".

Dettagli strutturali

In fase definitiva, sono stati aggiunti dei saggi mediante rimozione del copriferro all'intradosso e delle indagini magnetometriche sui solai, per definire numero e diametro delle barre di armatura. Poiché i parapetti in c.a sono stati gettati in opera insieme alle travi di bordo, in sede di progettazione queste ultime sono state considerate di sezione 40x60 cm anziché 30x60cm. Per approfondimenti vedere l'elaborato denominato "RI - Indagini e Prove Diagnostiche su alcuni Elementi Strutturali dell'Edificio".

Rif.	i interasse	b Base travetto	I Intonaco all'intradosso	Armatura travetto
	(cm)	(cm)	(cm)	
S1 <i>mezzeria</i>	40	~7	0,5	<ul style="list-style-type: none">• n. 2 Ø6 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 0 mm• n. 1 Ø10 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 20 mm• n. 1 Ø12 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 25 mm
S2 <i>appoggio</i> (cfr. foto 2)	40	~7	0,5	<ul style="list-style-type: none">• n. 2 Ø6 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 10 mm
S3 <i>mezzeria</i> (cfr. foto 3)	40	~7	1	<ul style="list-style-type: none">• n. 2 Ø10 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 2 mm• n. 1 Ø16 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 2 mm

Rif.	i interasse	b Base travetto	I Intonaco all'intradosso	Armatura travetto
	(cm)	(cm)	(cm)	
S4 <i>appoggio</i>	40	~7	1	<ul style="list-style-type: none"> • n. 2 Ø10 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 13 mm
S5 <i>mezzeria</i>	50	~8	1	<ul style="list-style-type: none"> • n. 2 Ø12 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 3 mm • n. 1 Ø14 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 3 mm
S6 <i>appoggio</i>	50	~8	1	<ul style="list-style-type: none"> • n. 1 Ø12 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 10 mm • n. 1 Ø14 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 5 mm
S7 <i>mezzeria</i> (cfr. foto 4)	50	~8	0,5	<ul style="list-style-type: none"> • n. 2 Ø12 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 2 mm • n. 1 Ø14 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 1 mm
S8 <i>appoggio</i>	50	~8	0,5	<ul style="list-style-type: none"> • n. 1 Ø12 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 20 mm • n. 1 Ø14 ad aderenza migliorata leggermente corrosi, copriferro 20 mm

3.2. PROVE SUI MATERIALI

Per la definizione dei parametri meccanici dei materiali di costruzione, sono stati impiegati i dati forniti dalle indagini svolte in fase preliminare, integrati con i dati di una serie di nuove indagini distruttive ma soprattutto non distruttive, con lo scopo principale di valutare al meglio le proprietà del calcestruzzo nei pilastri della I e della II elevazione, che dai primi risultati apparivano particolarmente scadenti.

Raggruppando e mediando i risultati delle diverse campagne indagini, secondo le fasi di getto dei pilastri e delle travi (ritenendo tale approccio quello che riesce a cogliere al meglio le possibili caratteristiche di omogeneità delle varie miscele), sono state individuate 3 tipologie di calcestruzzo per i pilastri e 3 tipologie per travi e solai.

Le prove non distruttive di tipo SonReb sono state tarate sui risultati delle prove di compressione di alcune carote prelevate.

RELAZIONE SUI MATERIALI

1. CALCESTRUZZO

Per determinare la resistenza cilindrica del calcestruzzo in situ della struttura della scuola, mediante la resistenza cilindrica delle carote estratte, si è utilizzata la relazione elaborata dal prof. Masi nel 2005, così da rendere i nuovi risultati confrontabili con quelli elaborati in fase preliminare; tale metodologia è basata sull'osservazione di un campione molto numeroso di valori di resistenze meccaniche di carote estratte da strutture esistenti. La relazione è la seguente:

$$f_c = (C_{h/D} C_{DIA} C_A C_d) f_{CAR}$$

in cui:

$C_{h/D} = 2 / (1.5 + D/h)$, coefficiente correttivo per rapporti h/D diversi da 2

$C_{DIA} = 1.06, 1.00, 0.98$ rispettivamente per $D = 50\text{mm}, 100\text{mm}, 150\text{mm}$

$C_A = 1.03, 1.13$ rispettivamente per presenza di barre di piccolo diametro ($\phi 10$) o barre di grande diametro ($\phi 20$)

$C_d = 1.10, 1.20$ rispettivamente per $f_{CAR} > 20\text{MPa}$ e $f_{CAR} < 20\text{MPa}$, coefficiente di disturbo

f_{CAR} = resistenza cilindrica della carota

Determinata la resistenza cilindrica in situ, è possibile dedurre quella cubica tramite la relazione:

$$R_c = f_c / 0.83$$

Metodo di Masi 2005		
	C1	C2
D/H	0,9996	0,9995
$C_{h/D}$	0,80	0,80
C_{DIA}	1,00	1,00
C_A	1,00	1,00
C_d	1,20	1,20
f_{car} (N/mm ²)	17,30	12,50
f_c (N/mm ²)	16,61	12,00
R_c (N/mm ²)	20,01	14,46

La taratura delle prove SonReb sulla base delle prove su carote, avviene attraverso la definizione del rapporto $W = R_s / R_c$ dove:

R_s = valore stimato della resistenza attraverso la SonReb, nel punto di prelievo della carota

R_c = resistenza cubica della carota prelevata

PILASTRI				Wmed=	1,0219
	Sigla	Rs (N/mm ²)	Rr (N/mm ²)	Rrm (N/mm ²)	
I° Elevazione	Pil 10	15,16	14,84	12,80	
	Pil 15	12,29	12,03		
	Pil 20	11,78	11,53		
II° Elevazione	Pil 14	18,64	18,24	16,99	
	Pil 17	13,51	13,22		
	Pil 24	19,92	19,49		

Come si può notare dal rapporto W pari a circa 1, le SonReb sono perfettamente tarate ed hanno stimato il reale valore della resistenza cubica del calcestruzzo.

E' possibile ora mediare tutti i risultati ottenuti dalle varie indagini, preliminari e definitive, distruttive e non, poiché sono confrontabili.

TRAVI E SOLAIO					
	Sigla	fc (N/mmq)	Rc (N/mmq)	fcm (N/mmq)	Rcm (N/mmq)
I° Solaio	Trave 1	21,47	25,87	23,67	28,52
	CR1	25,87	31,17		
II° Solaio	CR4	18,72	22,55	18,05	21,74
	CR6	17,38	20,93		
II° Solaio	CR9	17,95	21,63	17,95	21,63
PILASTRI					
	Sigla	fc (N/mmq)	Rc (N/mmq)	fcm (N/mmq)	Rcm (N/mmq)
I° Elevazione	Pil 1	7,10	8,56	10,62	12,80
	CR2	12,77	15,38		
	C2	12,00	14,45		
II° Elevazione	CR3	11,14	13,42	13,50	16,27
	CR5	12,77	15,38		
	C1	16,60	20,00		
III° Elevazione	CR7	19,01	22,90	21,65	26,08
	CR8	26,93	32,44		
	CR10	19,01	22,90		

TRAVI E SOLAIO					
	Sigla	fc (N/mmq)	Rc (N/mmq)	fcm (N/mmq)	Rcm (N/mmq)
I° Solaio	Trave 1	21,47	25,87	23,67	28,52
	CR1	25,87	31,17		
II° Solaio	CR4	18,72	22,55	18,05	21,74
	CR6	17,38	20,93		
II° Solaio	CR9	17,95	21,63	17,95	21,63
PILASTRI					
	Rc Carote (N/mmq)		Rr Sonreb (N/mmq)		Rm Medie Totali (N/mmq)
I° Elevazione	8,56		14,84		12,80
	15,38		12,03		
	14,45		11,53		
II° Elevazione	13,42		18,24		16,63
	15,38		13,22		
	20,00		19,49		
III° Elevazione	22,90				26,08
	32,44				
	22,90				

Avendo utilizzato un'analisi lineare dinamica modale con fattore di struttura q, ed avendo definito un fattore di confidenza FC=1,00, si possono definire le proprietà meccaniche di progetto dei materiali da impiegare nelle analisi e nelle verifiche:

Calcestruzzo travi e solaio - I° solaio

- Resistenza media cilindrica $f_{cm} = 23,67 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media cubica $R_{cm} = 28,52 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \times 23,67^{2/3} = 2,47 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $E_{cm} = 22000 \times (23,67/10)^{0.3} = 28489 \text{ N/mm}^2$
- Coeff. Di Poisson $\nu = 0,10$
- Resistenza di calcolo a compr. (SLU)

coeff. Di sicurezza sul calcestruzzo $\gamma_{mc} = 1,5$

coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 1$ (i fenomeni legati alla viscosità possono essere trascurati dopo oltre 40 anni)

Elementi fragili $f_{cd} = 23,67 \times 1 / (1.00 \times 1.50) = 15,78 \text{ N/mm}^2$

Elementi duttili $f_{cd} = 23,67 \times 1 / (1.00 \times 1.50) = 15,78 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza di calcolo a traz. (SLU) $f_{ctd} = 2,47 / (1.00 \times 1.50) = 1,65 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo travi e solaio - II° solaio

- Resistenza media cilindrica $f_{cm} = 18,05 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media cubica $R_{cm} = 21,74 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \times 18,05^{2/3} = 2,06 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $E_{cm} = 22000 \times (18,05/10)^{0.3} = 26264 \text{ N/mm}^2$
- Coeff. Di Poisson $\nu = 0,10$
- Resistenza di calcolo a compr. (SLU)

coeff. Di sicurezza sul calcestruzzo $\gamma_{mc} = 1,5$

coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 1$ (i fenomeni legati alla viscosità possono essere trascurati dopo oltre 40 anni)

Elementi fragili $f_{cd} = 18,05 \times 1 / (1.00 \times 1.50) = 12,03 \text{ N/mm}^2$

Elementi duttili $f_{cd} = 18,05 \times 1 / (1.00 \times 1,50) = 12,03 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza di calcolo a traz. (SLU) $f_{ctd} = 2,06 / (1,00 \times 1.50) = 1,37 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo travi e solaio - III° solaio

- Resistenza media cilindrica $f_{cm} = 17,95 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media cubica $R_{cm} = 21,63 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \times 17,95^{2/3} = 2,06 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $E_{cm} = 22000 \times (17,95/10)^{0.3} = 26220 \text{ N/mm}^2$
- Coeff. Di Poisson $\nu = 0,10$
- Resistenza di calcolo a compr. (SLU)

coeff. Di sicurezza sul calcestruzzo $\gamma_{mc} = 1,5$

coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 1$ (i fenomeni legati alla viscosità possono essere trascurati dopo oltre 40 anni)

Elementi fragili $f_{cd} = 17,95 \times 1 / (1.00 \times 1.50) = 11,97 \text{ N/mm}^2$

Elementi duttili $f_{cd} = 18,05 \times 1 / (1.00 \times 1,50) = 11,97 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza di calcolo a traz. (SLU) $f_{ctd} = 2,06 / (1,00 \times 1.50) = 1,37 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo fondazioni e pilastri - I° elevazione

- Resistenza media cilindrica $f_{cm} = 10,62 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media cubica $R_{cm} = 12,8 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \times 10,62^{2/3} = 1,45 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $E_{cm} = 22000 \times (10,62/10)^{0.3} = 22400 \text{ N/mm}^2$

- Coeff. Di Poisson $\nu = 0,10$

- Resistenza di calcolo a compr. (SLU)

coeff. Di sicurezza sul calcestruzzo $\gamma_{mc} = 1,5$

coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 1$ (i fenomeni legati alla viscosità possono essere trascurati dopo oltre 40 anni)

Elementi fragili $f_{cd} = 10,62 \times 1 / (1,00 \times 1,50) = 7,08 \text{ N/mm}^2$

Elementi duttili $f_{cd} = 10,62 \times 1 / (1,00 \times 1,50) = 7,08 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza di calcolo a traz. (SLU) $f_{ctd} = 1,45 / (1,00 \times 1,50) = 0,97 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo pilastri - II° elevazione

- Resistenza media cilindrica $f_{cm} = 13,8 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza media cubica $R_{cm} = 16,63 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0,30 \times 13,8^{2/3} = 1,73 \text{ N/mm}^2$

- Modulo elastico $E_{cm} = 22000 \times (13,8/10)^{0,3} = 24232 \text{ N/mm}^2$

- Coeff. Di Poisson $\nu = 0,10$

- Resistenza di calcolo a compr. (SLU)

coeff. Di sicurezza sul calcestruzzo $\gamma_{mc} = 1,5$

coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 1$ (i fenomeni legati alla viscosità possono essere trascurati dopo oltre 40 anni)

Elementi fragili $f_{cd} = 13,8 \times 1 / (1,00 \times 1,50) = 9,2 \text{ N/mm}^2$

Elementi duttili $f_{cd} = 13,8 \times 1 / (1,00 \times 1,50) = 9,2 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza di calcolo a traz. (SLU) $f_{ctd} = 1,73 / (1,00 \times 1,50) = 1,15 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo pilastri - III° elevazione

- Resistenza media cilindrica $f_{cm} = 21,64 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza media cubica $R_{cm} = 26,08 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0,30 \times 21,64^{2/3} = 2,33 \text{ N/mm}^2$

- Modulo elastico $E_{cm} = 22000 \times (21,64/10)^{0,3} = 27733 \text{ N/mm}^2$

- Coeff. Di Poisson $\nu = 0,10$

- Resistenza di calcolo a compr. (SLU)

coeff. Di sicurezza sul calcestruzzo $\gamma_{mc} = 1,5$

coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 1$ (i fenomeni legati alla viscosità possono essere trascurati dopo oltre 40 anni)

Elementi fragili $f_{cd} = 21,64 \times 1 / (1,00 \times 1,50) = 14,43 \text{ N/mm}^2$

Elementi duttili $f_{cd} = 21,64 \times 1 / (1,00 \times 1,50) = 14,43 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza di calcolo a traz. (SLU) $f_{ctd} = 2,33 / (1,00 \times 1,50) = 1,55 \text{ N/mm}^2$

Per quanto riguarda i calcestruzzi per la realizzazione dei nuovi elementi strutturali ed in generale per gli interventi di miglioramento, le caratteristiche meccaniche che dovranno possedere sono:

Nuove travi I e II solaio, setti e incamiciatura in c.a.

Calcestruzzo C28/35

- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 0,7 \times 0,30 \times 28^{2/3} = 1,94 \text{ N/mm}^2$

- Modulo elastico $E_{cm} = 22000 \times ((28+8)/10)^{0,3} = 32308 \text{ N/mm}^2$

- Coeff. Di Poisson $\nu = 0,10$

- Resistenza di calcolo a compr. (SLU)

coeff. Di sicurezza sul calcestruzzo $\gamma_{mc} = 1,5$

coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$

Elementi fragili $f_{cd} = 28 \times 0,85 / (1,00 \times 1,50) = 15,87 \text{ N/mm}^2$

Elementi duttili $f_{cd} = 28 \times 0,85 / (1,00 \times 1,50) = 15,87 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza di calcolo a traz. (SLU) $f_{ctd} = 1,94 / (1,00 \times 1,50) = 1,29 \text{ N/mm}^2$

Nuove travi e soletta collaborante III solaio

Calcestruzzo alleggerito LC30/33

- Classe di massa volumica D1,7

- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 33 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 0,7 \times 0,30 \times (0,4 + 0,6 \times 1700/2200) \times 30^{2/3} = 1,67 \text{ N/mm}^2$

- Modulo elastico $E_{cm} = 0,85 \times 22000 \times (1700/2200)^2 \times ((30+8)/10)^{0,3} = 16666 \text{ N/mm}^2$

- Coeff. Di Poisson $\nu = 0,20$

- Resistenza di calcolo a compr. (SLU)

coeff. Di sicurezza sul calcestruzzo $\gamma_{mc} = 1,5$

coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$

Elementi fragili $f_{cd} = 30 \times 0,85 / (1,00 \times 1,50) = 17 \text{ N/mm}^2$

Elementi duttili $f_{cd} = 30 \times 0,85 / (1,00 \times 1,50) = 17 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza di calcolo a traz. (SLU) $f_{ctd} = 1,67 / (1,00 \times 1,50) = 1,11 \text{ N/mm}^2$

Ringrosso sezioni pilastri

Calcestruzzo tixotropico fibrorinforzato

- Resistenza caratteristica a compressione $f_{ck} = 70 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 8,5 \text{ N/mm}^2$

- Modulo elastico $E_{cm} = 38000 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza di calcolo a compr. (SLU)

coeff. Di sicurezza sul calcestruzzo $\gamma_{mc} = 1,5$

coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0,85$

Elementi fragili $f_{cd} = 70 \times 0,85 / (1,00 \times 1,50) = 39,67 \text{ N/mm}^2$

Elementi duttili $f_{cd} = 70 \times 0,85 / (1,00 \times 1,50) = 39,67 \text{ N/mm}^2$

- Resistenza di calcolo a traz. (SLU) $f_{ctd} = 8,5 / (1,00 \times 1,50) = 5,67 \text{ N/mm}^2$

Sia per i calcestruzzi esistenti che per quelli nuovi verrà assunto un legame costitutivo di tipo “a” (parabola-rettangolo) come previsto dal §4.1.2.1.2.2 , con $\epsilon_{c2} = 0,2\%$ e $\epsilon_{cu} = 0,35\%$. Inoltre, sia per gli elementi in calcestruzzo nuovo che per quelli in calcestruzzo esistente, vista l'assenza di lesioni e fessurazioni su tali elementi, le rigidezze non sono state ridotte.

2. ACCIAIO

Per quanto riguarda l'acciaio estratto dalla struttura esistente, in accordo a quanto previsto in sede del progetto originale, sono state definite 2 tipologie:

Travi e solai							
fy (N/mmq)	fym (N/mmq)	fyd (N/mmq)	K(ft/fy)	km	εuk (%)	εukm (%)	εukd (%)
460,83	453,56	394,4	1,58	1,57	22,5	22,7	20,43
446,29			1,55		22,9		
Pilastri							
fy (N/mmq)	fym (N/mmq)	fyd (N/mmq)	K(ft/fy)	km	εuk (%)	εukm (%)	εukd (%)
351.21	351.21	305.4	1.47	1.47	28.6	28.6	25.74

dove:

f_y = resistenza caratteristica allo snervamento

f_{ym} = resistenza caratteristica media allo snervamento

f_{yd} = resistenza caratteristica di progetto allo snervamento

K = rapporto di sovraresistenza

K_m = rapporto di sovraresistenza medio

ϵ_{uk} = allungamento ultimo a rottura

ϵ_{ukm} = allungamento ultimo medio a rottura

ϵ_{ukd} = allungamento ultimo di progetto a rottura

Modulo elastico $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

allungamento di snervamento di progetto $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 0,187\%$ per travi e solai $0,145\%$ per pilastri

Per quanto riguarda invece l'acciaio da impiegare per i nuovi elementi strutturali o in generale negli interventi di miglioramento, le proprietà meccaniche dovranno essere:

Acciaio B450C

resistenza caratteristica allo snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

resistenza caratteristica a rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$

rapporto di sovraresistenza caratteristico $1,15 < (f_t/f_y)_k < 1,35$

allungamento ultimo a rottura $\epsilon_{uk} > 7,5\%$

Modulo elastico $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

resistenza di progetto allo snervamento $f_{yd} = 450/(1 \times 1,15) = 391 \text{ N/mm}^2$

resistenza di progetto a rottura $f_{td} = 540/(1 \times 1,15) = 469 \text{ N/mm}^2$

allungamento di snervamento di progetto $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 0,19\%$

allungamento ultimo a rottura di progetto $\epsilon_{ud} = 0,9 \times \epsilon_{uk} = 6,75\%$

rapporto di sovraresistenza di progetto $K = (f_t/f_y)_d = 1,20$

Sia per gli acciai esistenti che per quelli nuovi verrà assunto un legame costitutivo di tipo “a” (bilineare finito con incrudimento) come previsto dal §4.1.2.1.2.3

3. FRP

Per gli interventi di rinforzo mediante CFRP (tessuti in fibra di carbonio) sono stati previsti:

Tessuto unidirezionale

grammatura = 300 g/m^2

Spessore tessuto $t_f = 0,165 \text{ mm}$

Modulo elastico $E_f = 240000 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a trazione $= 3800 \text{ N/mm}^2$

Allungamento a rottura $\varepsilon_{fk} = 1,4\%$

$\gamma_{f,d}$ è un coefficiente parziale del materiale $= 1,35$ in accordo con CNR-DT 200 R1/2013

γ_f è un coefficiente parziale del materiale $= 1,10$ in accordo con CNR-DT 200 R1/2013

η_a è un coefficiente ambientale $= 0,95$ in accordo con CNR-DT 200 R1/2013

Muratura (tamponature Piano seminterrato)

Tabella C8A.2.1					
	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6	1500	500	18
Tabella C8A.2.2					
malta buona	1,5	1,5	1,5	1,5	
connessione trasversale	1,3	1,3			
Valori Finali	468	11,7	2250	750	18

Le rigidezze finali sono state ridotte del 50% per presenza di fessurazioni.

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

1. CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Il modello e le analisi di calcolo sono stati svolti con il codice di calcolo Sismicad, secondo le schematizzazioni riportate nel fascicolo dei calcoli. La progettazione, il dimensionamento ed i calcoli di verifica della struttura nel suo complesso e dei singoli elementi strutturali, sono stati condotti in conformità con i principi della tecnica e della scienza delle costruzioni, nonché in ottemperanza delle normative vigenti.

Di seguito sono riportati i principali dati di calcolo:

- Tipo di normativa: DM 14/1/2008 e stati limite
- Tipo di calcolo: analisi lineare dinamica modale con fattore di struttura q
- Zona sismica: 2
- Tipo di costruzione: 2
- Vita nominale VN: 50 anni
- Classe d'uso CU: III
- Periodo di riferimento VR: $50 \times 1.5 = 75$ anni
- Reticolo zona sismica: lon. 13.2358 lat. 43.5140
- Stati limite verificati: statici SLU
 sismici SLV / SLO (edifici in classe III)
- Periodo di ritorno azione Sismica TR: 45 anni SLO / 712 anni SLV
- Approccio: 2
- Classe di duttilità: classe B “bassa”
- Tipologia strutturale: *stato pre-intervento* - struttura a telai in calcestruzzo armato a più piani e più campate
stato post-intervento - struttura a pareti non accoppiate (a vantaggio di sicurezza)

2. CRITERI DI MODELLAZIONE

Sono stati realizzati 2 modelli tridimensionali, uno per valutare lo stato pre-intervento e l'altro per progettare gli interventi di miglioramento sismico. In entrambi i modelli, gli elementi monodimensionali (travi e pilastri) sono stati modellati come elementi BEAM, mentre le pareti in c.a di progetto sono state modellate mediante elementi bidimensionali di tipo SHELL. In condizioni pre-intervento, agli orizzontamenti è stato assegnato un comportamento membranale, di rigidezza pari a quella della soletta collaborante in c.a di spessore $s=4$ cm, tranne al solaio di copertura che è stato

considerato completamente deformabile, in quanto privo di soletta collaborante. Tale scelta, è stata dettata dalla presenza di solai con luce libera di inflessione elevata, su campate di grande estensione; pertanto, pur se la normativa vigente, in presenza di solai in latero-cemento con soletta collaborante di almeno 4 cm di spessore, consente di assegnare agli orizzontamenti un comportamento infinitamente rigido, tale scelta sembra essere quella più prossima alle reali condizioni. In condizioni post operam, i solai sono stati tutti considerati infinitamente rigidi, poiché si è operata una riduzione delle campate dei solai più estesi ed in generale sono stati migliorati i collegamenti trasversali fra i telai principali, con l'inserimento di nuove travi, così da poter nuovamente applicare la definizione proposta dal § 7.2.6. Sono stati modellati mediante elementi SHELL anche i parapetti in c.a di piano ed il cornicione con la veletta, poiché gettati in opera insieme alle travi di bordo, così da valutarne l'interferenza con le rigidezze di travi e pilastri; le tamponature sono state inserite come semplici carichi in quanto non ritenute in grado di interferire con il comportamento della struttura (pareti a cassetta), tranne per le tamponature della prima elevazione, che sono state modellate mediante elementi SHELL poiché dotate di rigidezza e resistenza non trascurabili (murature in mattoni pieni e malta cementizia di buona fattezza) e pertanto in grado di interferire con la risposta della struttura; tali pareti nel modello post-intervento, a seguito del taglio e della realizzazione dei giunti, sono state anch'esse rimodellate come semplici carichi gravanti sulla struttura. Non è stata presa in considerazione sulla struttura la spinta del terreno sul lato dell'ingresso principale, poiché grava sulla parete controterra del cavedio. Poiché non sono presenti lesioni e più in generale segnali riconducibili a dissesti in fondazione, tenuto conto del fatto che trascorsi più di 40 anni dalla realizzazione del fabbricato i cedimenti di consolidazione (che in un terreno di fondazione prevalentemente coesivo come nel nostro caso rappresentano la quota maggiore del cedimento complessivo) possono essere considerati conclusi, tenuto conto che un vincolo di incastro al piede dei pilastri determina sollecitazioni maggiori sui pilastri stessi ed essendo questi gli elementi da tutelare maggiormente, si è optato per modelli di calcolo a fondazioni bloccate, poiché si ritengono in questo caso più aderenti alle reali condizioni ed al tempo stesso consentono di operare a vantaggio di sicurezza. Trattandosi di edificio esistente, sotto azione sismica sono state sfruttate le riserve dissipative di tutti gli elementi, ad eccezione di alcuni pilastri, chiaramente progettati per soli scopi statici e che per dimensioni, armature, posizione e collegamento all'interno dello schema strutturale, non hanno praticamente alcuna possibilità di resistere ad un'azione sismica orizzontale: nella modellazione post-intervento, vista anche la presenza di pareti collegate ad essi, tali elementi sono stati dichiarati secondari e dunque incernierati agli estremi (pilastri 4 – 6 - 28 – 35).

Il fabbricato, pur avendo una pianta rettangolare perfetta, è chiaramente non regolare né in pianta né in elevazione per i seguenti motivi:

- non vi è alcuna simmetria in pianta nella distribuzione dei pilastri
- alcuni pilastri terminano alla II elevazione

- presenza al piano seminterrato di tamponature molto più rigide che agli altri piani
- rigidzze di piano piuttosto differenti (pilastri rastremati, calcestruzzi con proprietà differenti, etc.). Nella modellazione post-intervento, in accordo con quanto previsto in letteratura tecnica, ai pilastri ringrossati o incamiciati, è stato assegnato come materiale costituente, il nuovo calcestruzzo utilizzato per l'intervento, a patto che abbia una resistenza in qualche modo paragonabile, che verrà adeguatamente ridotta in fase di verifica.

3. AZIONI

3.1. AZIONE DELLA NEVE

Normativa di riferimento:

D.M. 14 gennaio 2008 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.4

Località: JESI

Provincia: ANCONA

Regione: MARCHE

Coordinate GPS:

Latitudine : 43,52200 N

Longitudine: 13,24500 E

Altitudine s.l.m.: 97,0 m

Zona Neve = I Mediterranea

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

Valore caratteristico del carico al suolo ($q_{sk} C_e$) = 1,50 kN/mq

Accumuli in corrispondenza di sporgenze:

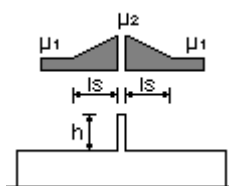
$h = 0,9$ m

$\mu_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 1,20$ kN/mq

$\mu_2 = 1,80 \Rightarrow Q_2 = 2,70$ kN/mq

$l_s = 5,0$ m

Schema di carico:



3.2. ANALISI DEI CARICHI

In merito ai carichi permanenti dovuti ai divisori interni, trattandosi di edificio esistente, è stato possibile considerarli “compiutamente definiti”, ed il loro carico è stato applicato solamente là dove realmente presenti e secondo le reali quantità e dimensioni. Per le loro caratteristiche materiche e dimensioni, ad essi è stato assegnato un peso lineare medio pari a 2,5 KN/m.

Per tale motivo, ad ogni campata di solaio è stato assegnato un differente carico superficiale.

I° solaio (pre e post intervento)

Peso proprio + permanenti portati

Solaio 1		Solaio 2	
solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq	solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq	intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq	massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq
massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq	massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq
pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq	pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
Divisori 2,5 KN/m	0,22 KN/mq	Divisori 2,5 KN/m	0,17 KN/mq
TOT	4,86 KN/mq	TOT	4,81 KN/mq
Solaio 3		Solaio 4	
solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq	solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq	intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq	massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq
massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq	massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq
pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq	pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
Divisori 2,5 KN/m	0,48 KN/mq	Divisori 2,5 KN/m	1,2 KN/mq
TOT	5,12 KN/mq	TOT	5,84 KN/mq
Solaio 5		Solaio 6	
solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq	solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq	intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq	massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq
massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq	massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq
pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq	pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
Divisori 2,5 KN/m	0 KN/mq	Divisori 2,5 KN/m	0,1 KN/mq
TOT	4,64 KN/mq	TOT	4,74 KN/mq

Carichi accidentali

Categoria C1 = 3,00 KN/mq

II° solaio (pre e post intervento)

Peso proprio + permanenti portati

Solaio 1

solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq
massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq
pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
Divisori 2,5 KN/m	0,48 KN/mq
TOT	5,12 KN/mq

Solaio 2

solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq
massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq
pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
Divisori 2,5 KN/m	0,24 KN/mq
TOT	4,88 KN/mq

Solaio 3

solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq
massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq
pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
Divisori 2,5 KN/m	0,18 KN/mq
TOT	4,82 KN/mq

Solaio 4

solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq
massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq
pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
Divisori 2,5 KN/m	1,2 KN/mq
TOT	5,84 KN/mq

Solaio 5

solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq
massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq
pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
Divisori 2,5 KN/m	0 KN/mq
TOT	4,64 KN/mq

Solaio 6

solaio latero cemento 16+4	2,6 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto sottofondo s= 4 cm	0,72 KN/mq
massetto di livellamento s= 4 cm	0,72 KN/mq
pavimentazione s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
Divisori 2,5 KN/m	0,22 KN/mq
TOT	4,86 KN/mq

Carichi accidentali

Categoria C1 = 3,00 KN/mq

Copertura

Peso proprio + permanenti portati

Copertura (pre intervento)

solaio latero cemento 16	1,48 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto di livellamento s= 7 cm	1,26 KN/mq
Massicciata in ghiaietto s= 5 cm	0,95 KN/mq
TOT	3,99 KN/mq

Copertura (post intervento)

soletta in alleggerito s= 4 cm	0,68 KN/mq
solaio latero cemento 16	1,48 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto di pendenza s medio= 7cm	1,26 KN/mq
massicciata in ghiaietto s= 5 cm	0,95 KN/mq
TOT	4,67 KN/mq

Carichi accidentali

Categoria H1 = 0,5 KN/mq

Neve Q1= 1,20 KN/mq Neve con accumulo Q2= 2,7 KN/mq

Scale

Peso proprio + permanenti portati

Gk= 2,9 KN/mq

Carichi accidentali

Categoria C2 = 4 KN/mq

Pianerottolo scale

Peso proprio + permanenti portati

Gk= 1,02 KN/mq

Carichi accidentali

Categoria C2 = 4 KN/mq

Cornicione

(pre intervento)

soletta in c.a s= 16 cm	4 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto di livellamento s= 7 cm	1,26 KN/mq
Massicciata in ghiaietto s= 5 cm	0,95 KN/mq
TOT	6,51 KN/mq

(post intervento)

soletta in alleggerito s= 4 cm	0,68 KN/mq
soletta in c.a s= 16 cm	4 KN/mq
intonaco intradosso s= 1,5 cm	0,3 KN/mq
massetto di pendenza s medio= 7cm	1,26 KN/mq
massicciata in ghiaietto s= 5 cm	0,95 KN/mq
TOT	7,19 KN/mq

Tamponature a cassetta

Permanenti

Faccia vista	1,80 kN/mq
Fodera interna	1,20 kN/mq
Intonaco	0,24 kN/mq
TOT	3,24 KN/mq

Tamponature piene

Permanenti

TOT	5,4 KN/mq
-----	-----------

I carichi delle tamponature con presenza di finestre, sono stati ridotti del 50% e del 30% a seconda delle dimensioni delle finestre.

4. PRINCIPALI RISULTATI

Il territorio nazionale è suddiviso in reticolo di punti, ognuno contrassegnato da un diverso valore del parametro a_g di accelerazione orizzontale massima sul suolo.

Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato), riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido.

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o [T/T_B + (\eta F_o - 1)(1 - T/T_B)]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o (T_C/T)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g S \eta F_o (T_C T_D / T^2)$$

In cui

S_e accelerazione spettrale orizzontale;

T periodo di vibrazione;

a_g accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido (vedere allegato per il valore);

S coeff. che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali diversi dal 5%;

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido orizzontale;

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima mediante $F_v = 1.35 F_o (a_g/g)^{0.5}$;

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto di spettro ad accelerazione costante (vedere allegato per il valore);

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto di spettro a velocità costante (vedere allegato per il valore);

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto di spettro a spostamento costante (vedere allegato per il valore);

si riportano qui di seguito i parametri di pericolosità sismica:

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(sec)
SLO	Default (81)	45	0.063	2.436	0.286
SLD	Default (63)	75	0.0797	2.5	0.291
SLV	Default (10)	712	0.215	2.473	0.318
SLC	Default (5)	1462	0.2812	2.464	0.33

Categoria del suolo
C - sabbie ed argille medie

SLO

Ss orizzontale SLO
Default (1.50)

Tb orizzontale SLO
s
Default (0.151)

Tc orizzontale SLO
s
Default (0.453)

Td orizzontale SLO
s
Default (1.852)

SLD

Ss orizzontale SLD
Default (1.50)

Tb orizzontale SLD
s
Default (0.153)

Tc orizzontale SLD
s
Default (0.460)

Td orizzontale SLD
s
Default (1.919)

SLV

Ss orizzontale SLV
Default (1.38)

Tb orizzontale SLV
s
Default (0.163)

Tc orizzontale SLV
s
Default (0.488)

Td orizzontale SLV
s
Default (2.460)

SLC

Ss orizzontale SLC
Default (1.28)

Tb orizzontale SLC
s
Default (0.166)

Tc orizzontale SLC
s
Default (0.499)

Td orizzontale SLC
s
Default (2.725)

Verticale

Ss verticale
Default (1.00)

Tb verticale
s
Default (0.050)

Tc verticale
s
Default (0.150)

Td verticale
s
Default (1.000)

Categoria topografica
T1

St
Default (1.00)

Spettro di progetto in accelerazione

Avendo impiegato un'analisi lineare dinamica modale con fattore di struttura q , per l'analisi e la progettazione è stato utilizzato uno spettro di risposta ridotto del fattore di struttura q .

Il modello pre-intervento è stato assimilato ad una struttura “deformabile torsionalmente” e dunque scarsamente dissipativa; per tale modello è stato quindi scelto un fattore di struttura $q = 1,5$, mentre il modello post-intervento è stato assimilato, a vantaggio di sicurezza, ad una struttura a pareti non accoppiate, e dunque è stato scelto un fattore di struttura $q = 2,4$. Nei paragrafi successivi verrà effettuata una verifica di idoneità dei valori adottati per i fattori di struttura. Di seguito si riportano gli spettri di progetto:

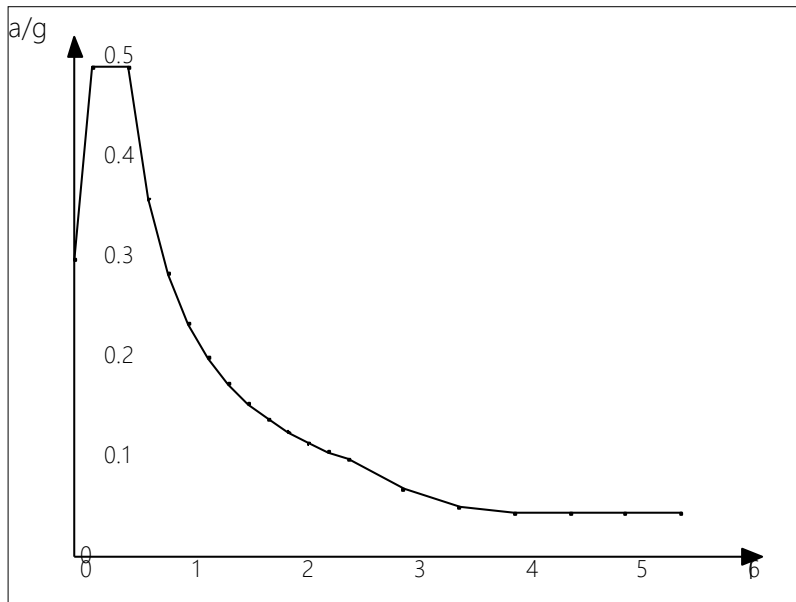
Pre-intervento

Ind.vertice: Indice del valore.

T: Periodo. [s]

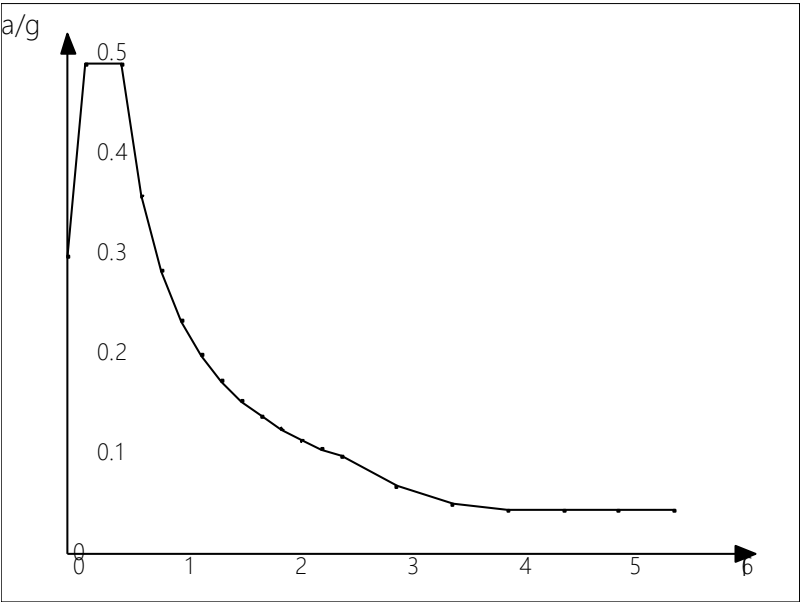
a/g: Accelerazione normalizzata ottenuta dividendo l'accelerazione per l'accelerazione di gravità. Il valore è adimensionale.

Sisma X SLV



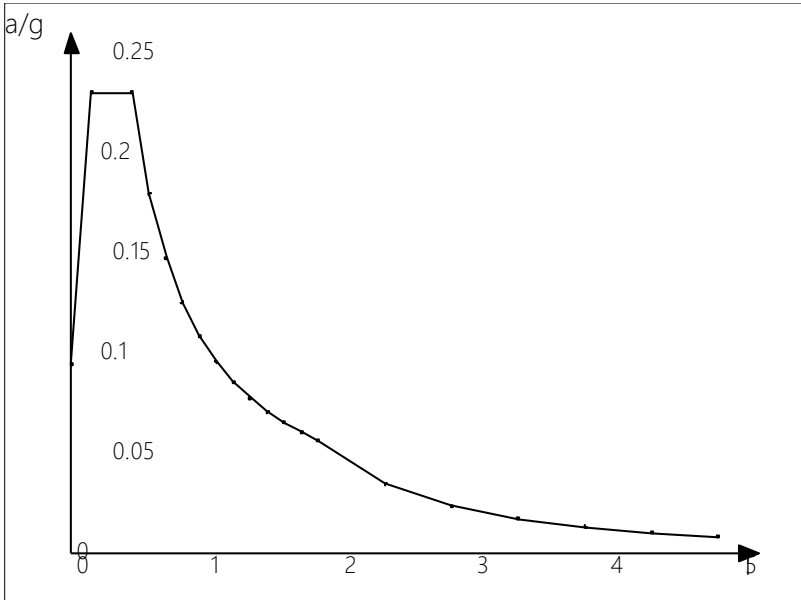
Ind.vertice	T	a/g
1	0	0.297
2	0.163	0.49
3	0.488	0.49
4	0.667	0.358
5	0.846	0.282
6	1.026	0.233
7	1.205	0.198
8	1.384	0.173
9	1.564	0.153
10	1.743	0.137
11	1.922	0.124
12	2.102	0.114
13	2.281	0.105
14	2.46	0.097
15	2.96	0.067
16	3.46	0.049
17	3.96	0.043
18	4.46	0.043
19	4.96	0.043
20	5.46	0.043

Sisma Y SLV



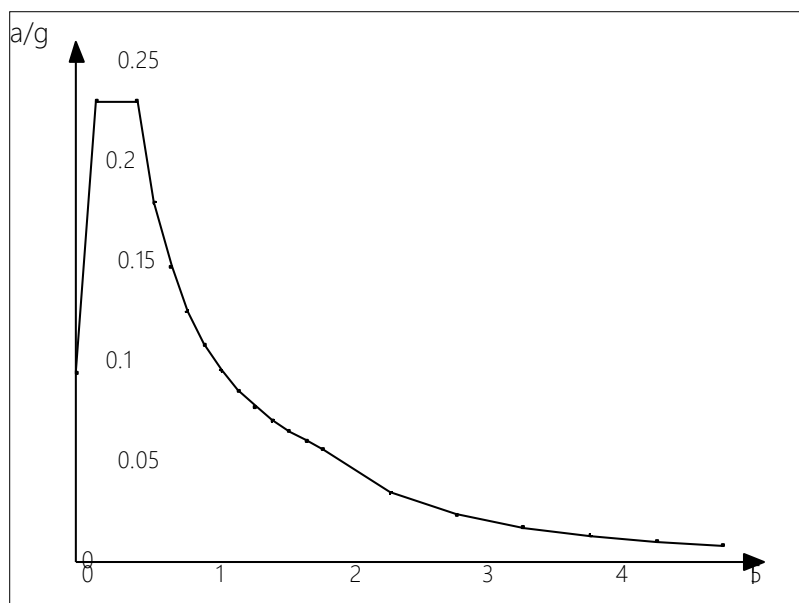
Ind.vertice	T	a/g
1	0	0.297
2	0.163	0.49
3	0.488	0.49
4	0.667	0.358
5	0.846	0.282
6	1.026	0.233
7	1.205	0.198
8	1.384	0.173
9	1.564	0.153
10	1.743	0.137
11	1.922	0.124
12	2.102	0.114
13	2.281	0.105
14	2.46	0.097
15	2.96	0.067
16	3.46	0.049
17	3.96	0.043
18	4.46	0.043
19	4.96	0.043
20	5.46	0.043

Sisma X SLO



Ind.vertice	T	a/g
1	0	0.095
2	0.151	0.23
3	0.453	0.23
4	0.581	0.18
5	0.708	0.148
6	0.835	0.125
7	0.962	0.109
8	1.089	0.096
9	1.216	0.086
10	1.343	0.078
11	1.471	0.071
12	1.598	0.065
13	1.725	0.061
14	1.852	0.056
15	2.352	0.035
16	2.852	0.024
17	3.352	0.017
18	3.852	0.013
19	4.352	0.01
20	4.852	0.008

Sisma Y SLO



Ind.vertice	T	a/g
1	0	0.095
2	0.151	0.23
3	0.453	0.23
4	0.581	0.18
5	0.708	0.148
6	0.835	0.125
7	0.962	0.109
8	1.089	0.096
9	1.216	0.086
10	1.343	0.078
11	1.471	0.071
12	1.598	0.065
13	1.725	0.061
14	1.852	0.056
15	2.352	0.035
16	2.852	0.024
17	3.352	0.017
18	3.852	0.013
19	4.352	0.01
20	4.852	0.008

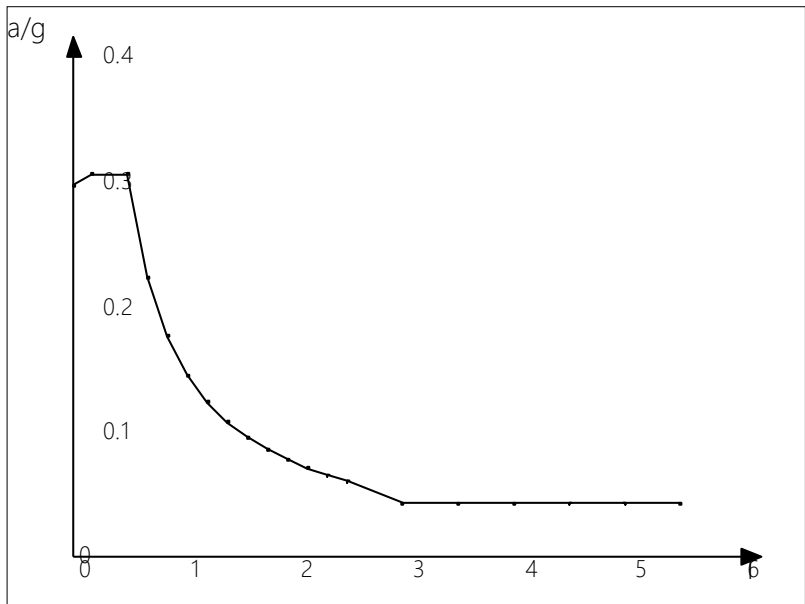
Post-intervento

Ind.vertice: Indice del valore.

T: Periodo. [s]

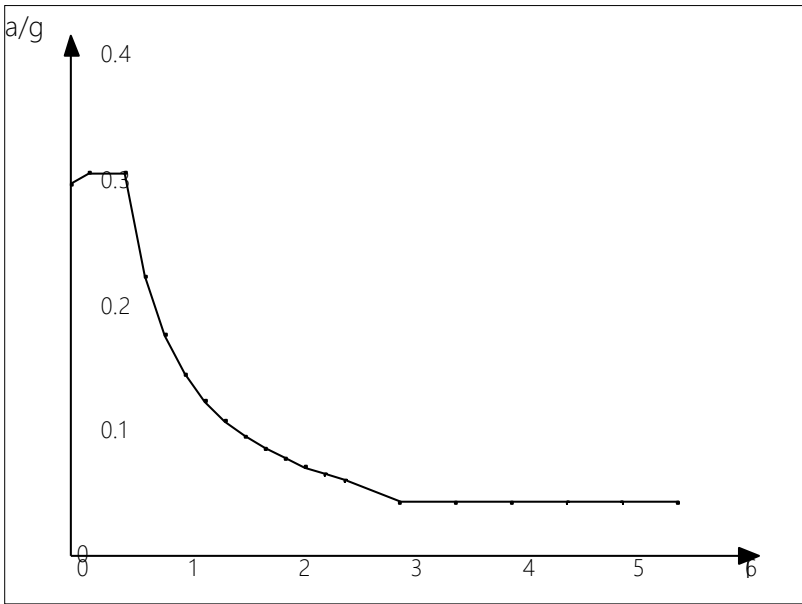
a/g: Accelerazione normalizzata ottenuta dividendo l'accelerazione per l'accelerazione di gravità. Il valore è adimensionale.

Sisma X SLV



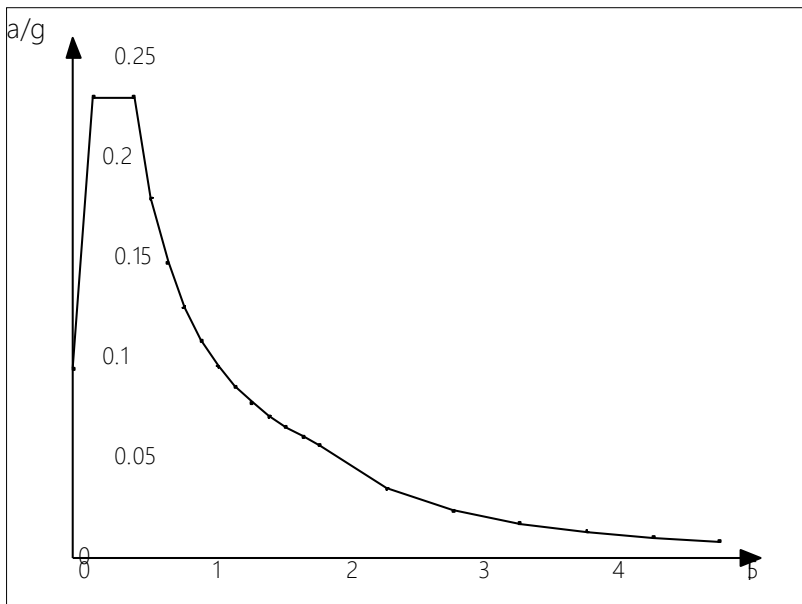
Ind.vertice	T	a/g
1	0	0.297
2	0.163	0.306
3	0.488	0.306
4	0.667	0.224
5	0.846	0.176
6	1.026	0.146
7	1.205	0.124
8	1.384	0.108
9	1.564	0.095
10	1.743	0.086
11	1.922	0.078
12	2.102	0.071
13	2.281	0.065
14	2.46	0.061
15	2.96	0.043
16	3.46	0.043
17	3.96	0.043
18	4.46	0.043
19	4.96	0.043
20	5.46	0.043

Sisma Y SLV



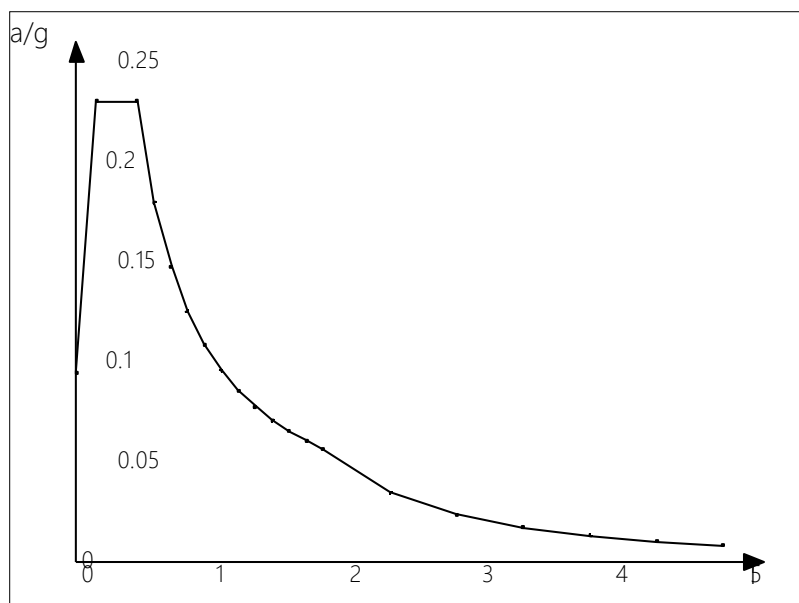
Ind.vertice	T	a/g
1	0	0.297
2	0.163	0.306
3	0.488	0.306
4	0.667	0.224
5	0.846	0.176
6	1.026	0.146
7	1.205	0.124
8	1.384	0.108
9	1.564	0.095
10	1.743	0.086
11	1.922	0.078
12	2.102	0.071
13	2.281	0.065
14	2.46	0.061
15	2.96	0.043
16	3.46	0.043
17	3.96	0.043
18	4.46	0.043
19	4.96	0.043
20	5.46	0.043

Sisma X SLO



Ind.vertice	T	a/g
1	0	0.095
2	0.151	0.23
3	0.453	0.23
4	0.581	0.18
5	0.708	0.148
6	0.835	0.125
7	0.962	0.109
8	1.089	0.096
9	1.216	0.086
10	1.343	0.078
11	1.471	0.071
12	1.598	0.065
13	1.725	0.061
14	1.852	0.056
15	2.352	0.035
16	2.852	0.024
17	3.352	0.017
18	3.852	0.013
19	4.352	0.01
20	4.852	0.008

Sisma Y SLO



Ind.vertice	T	a/g
1	0	0.095
2	0.151	0.23
3	0.453	0.23
4	0.581	0.18
5	0.708	0.148
6	0.835	0.125
7	0.962	0.109
8	1.089	0.096
9	1.216	0.086
10	1.343	0.078
11	1.471	0.071
12	1.598	0.065
13	1.725	0.061
14	1.852	0.056
15	2.352	0.035
16	2.852	0.024
17	3.352	0.017
18	3.852	0.013
19	4.352	0.01
20	4.852	0.008

Sono state infine applicate le eccentricità accidentali ai centri di massa, come previsto dal § 7.2.6.

4.2. COMBINAZIONI

Le verifiche, secondo quanto disposto al punto 8.3 del DM 14 gennaio 2008, sono condotte nei riguardi dei soli stati limite ultimi. Visto che trattasi di edificio scolastico, sono state ritenute idonee anche le verifiche allo stato limite di operatività. Le azioni sulla costruzione sono cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi non sismici sono adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma G1 + G1 + \gamma G2 + G2 + \gamma PP + \gamma Q1 + Qk1 + \gamma Q2 + \psi 02 Qk2 + \gamma Q3 + \psi 03 Qk3 + \dots$$

Per gli stati limite ultimi sismici sono adottate le combinazioni del tipo:

$$E + G1 + G2 + P + \psi 21 Qk1 + \psi 22 Qk2 + \psi 23 Qk3 + \dots$$

in cui:

G1 peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo).

G2 peso proprio di tutti gli elementi non strutturali.

P pretensione e precompressione.

Qk1 valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione.

Qki valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G1 + G2 + \sum \psi 2j Qkj$$

Per tener conto dell'approfondimento raggiunto nel rilievo geometrico-strutturale, unitamente alle numerose informazioni contenute nella documentazione tecnica e contabile, nonché per tarare i carichi da impiegare con quelli utilizzati nel progetto originale, si è scelto di utilizzare un coefficiente parziali di combinazione dei carichi permanenti γ_G pari a 1,1, in accordo al § 8.5.5 ed al Parere n° 122 del 14/04/2016 del CTS della Regione Emilia Romagna.

Infine, essendo la classe di duttilità dell'edificio paragonabile ad una B, sono state definite delle combinazioni per le verifiche delle fondazioni in condizioni sismiche, denominate SLV fondazioni, dove l'azione del sisma viene amplificata per 1,1.

Famiglia SLU

Nome	Pesi strutturali	Permanenti portati	Cat.C	Neve	Cat.H1	Delta T
1	1	0	0	0	0	0
2	1	0	0	0	1.5	0
3	1	0	0	0.75	1.5	0
4	1	0	0	1.5	0	0
5	1	0	1.05	0	1.5	0
6	1	0	1.05	0.75	1.5	0
7	1	0	1.05	1.5	0	0
8	1	0	1.5	0	0	0
9	1	0	1.5	0.75	0	0
10	1	1.1	0	0	0	0
11	1	1.1	0	0	1.5	0
12	1	1.1	0	0.75	1.5	0
13	1	1.1	0	1.5	0	0
14	1	1.1	1.05	0	1.5	0
15	1	1.1	1.05	0.75	1.5	0
16	1	1.1	1.05	1.5	0	0
17	1	1.1	1.5	0	0	0
18	1	1.1	1.5	0.75	0	0
19	1.1	0	0	0	0	0
20	1.1	0	0	0	1.5	0
21	1.1	0	0	0.75	1.5	0
22	1.1	0	0	1.5	0	0
23	1.1	0	1.05	0	1.5	0
24	1.1	0	1.05	0.75	1.5	0
25	1.1	0	1.05	1.5	0	0
26	1.1	0	1.5	0	0	0
27	1.1	0	1.5	0.75	0	0
28	1.1	1.1	0	0	0	0
29	1.1	1.1	0	0	1.5	0
30	1.1	1.1	0	0.75	1.5	0
31	1.1	1.1	0	1.5	0	0
32	1.1	1.1	1.05	0	1.5	0
33	1.1	1.1	1.05	0.75	1.5	0
34	1.1	1.1	1.05	1.5	0	0
35	1.1	1.1	1.5	0	0	0
36	1.1	1.1	1.5	0.75	0	0

Famiglia SLO

Nome	Pesi strutturali	Permanenti portati	Cat.C	Neve	Cat.H1	Delta T	Sisma X SLO	Sisma Y SLO	Sisma Z SLO	Eccentricità Y per sisma X SLO	Eccentricità X per sisma Y SLO
1	1	1	0.6	0	0	0	-1	-0.3	0	-1	0.3
2	1	1	0.6	0	0	0	-1	-0.3	0	1	-0.3
3	1	1	0.6	0	0	0	-1	0.3	0	-1	0.3
4	1	1	0.6	0	0	0	-1	0.3	0	1	-0.3
5	1	1	0.6	0	0	0	-0.3	-1	0	-0.3	1
6	1	1	0.6	0	0	0	-0.3	-1	0	0.3	-1
7	1	1	0.6	0	0	0	-0.3	1	0	-0.3	1
8	1	1	0.6	0	0	0	-0.3	1	0	0.3	-1
9	1	1	0.6	0	0	0	0.3	-1	0	-0.3	1
10	1	1	0.6	0	0	0	0.3	-1	0	0.3	-1
11	1	1	0.6	0	0	0	0.3	1	0	-0.3	1
12	1	1	0.6	0	0	0	0.3	1	0	0.3	-1
13	1	1	0.6	0	0	0	1	-0.3	0	-1	0.3
14	1	1	0.6	0	0	0	1	-0.3	0	1	-0.3
15	1	1	0.6	0	0	0	1	0.3	0	-1	0.3
16	1	1	1	0.6	0	0	1	0.3	0	1	-0.3

Famiglia SLV

Nome	Pesi strutturali	Permanenti portati	Cat.C	Neve	Cat.H1	Delta T	Sisma X SLV	Sisma Y SLV	Sisma Z SLV	Eccentricità Y per sisma X SLV	Eccentricità X per sisma Y SLV
1	1	1	0.6	0	0	0	-1	-0.3	0	-1	0.3
2	1	1	0.6	0	0	0	-1	-0.3	0	1	-0.3
3	1	1	0.6	0	0	0	-1	0.3	0	-1	0.3
4	1	1	0.6	0	0	0	-1	0.3	0	1	-0.3
5	1	1	0.6	0	0	0	-0.3	-1	0	-0.3	1
6	1	1	0.6	0	0	0	-0.3	-1	0	0.3	-1
7	1	1	0.6	0	0	0	-0.3	1	0	-0.3	1
8	1	1	0.6	0	0	0	-0.3	1	0	0.3	-1
9	1	1	0.6	0	0	0	0.3	-1	0	-0.3	1
10	1	1	0.6	0	0	0	0.3	-1	0	0.3	-1
11	1	1	0.6	0	0	0	0.3	1	0	-0.3	1
12	1	1	0.6	0	0	0	0.3	1	0	0.3	-1
13	1	1	0.6	0	0	0	1	-0.3	0	-1	0.3
14	1	1	0.6	0	0	0	1	-0.3	0	1	-0.3
15	1	1	0.6	0	0	0	1	0.3	0	-1	0.3
16	1	1	1	0.6	0	0	1	0.3	0	1	-0.3

Famiglia SLV fondazioni

Nome	Pesi strutturali	Permanenti portati	Cat.C	Neve	Cat.H1	Delta T	Sisma X SLV	Sisma Y SLV	Sisma Z SLV	Eccentricità Y per sisma X SLV	Eccentricità X per sisma Y SLV
1	1	1	0.6	0	0	0	-1.1	-0.33	0	-1.1	0.33
2	1	1	0.6	0	0	0	-1.1	-0.33	0	1.1	-0.33
3	1	1	0.6	0	0	0	-1.1	0.33	0	-1.1	0.33
4	1	1	0.6	0	0	0	-1.1	0.33	0	1.1	-0.33
5	1	1	0.6	0	0	0	-0.33	-1.1	0	-0.33	1.1
6	1	1	0.6	0	0	0	-0.33	-1.1	0	0.33	-1.1
7	1	1	0.6	0	0	0	-0.33	1.1	0	-0.33	1.1
8	1	1	0.6	0	0	0	-0.33	1.1	0	0.33	-1.1
9	1	1	0.6	0	0	0	0.33	-1.1	0	-0.33	1.1
10	1	1	0.6	0	0	0	0.33	-1.1	0	0.33	-1.1
11	1	1	0.6	0	0	0	0.33	1.1	0	-0.33	1.1
12	1	1	0.6	0	0	0	0.33	1.1	0	0.33	-1.1
13	1	1	0.6	0	0	0	1.1	-0.33	0	-1.1	0.33
14	1	1	0.6	0	0	0	1.1	-0.33	0	1.1	-0.33
15	1	1	0.6	0	0	0	1.1	0.33	0	-1.1	0.33
16	1	1	0.6	0	0	0	1.1	0.33	0	1.1	-0.33

4. METODO DI ANALISI

In accordo al § C8.7.2.4, è stata impiegata un'analisi lineare dinamica modale con fattore di struttura q . E' stata scelta tale metodologia poiché è risultata non applicabile l'analisi lineare con spettro elastico secondo quanto previsto dal suddetto paragrafo, ed inoltre perché con tale analisi è possibile tener conto della, seppur minima, capacità dissipativa di qualsiasi struttura.

E' possibile utilizzare lo spettro di progetto, definito in § 3.2.3 delle NTC, che si ottiene dallo spettro elastico riducendone le ordinate con l'uso del fattore di struttura q , il cui valore è scelto nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche. Valori superiori a quelli indicati devono essere adeguatamente giustificati con riferimento alla duttilità disponibile a livello locale e globale.

In particolare, nel caso in cui il sistema strutturale resistente all'azione orizzontale sia integralmente costituito da nuovi elementi strutturali, si possono adottare i valori dei fattori di struttura validi per le nuove costruzioni, fatta salva la verifica della compatibilità degli spostamenti delle strutture esistenti. Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali duttili devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q = 1,5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Per il calcolo della resistenza di elementi/meccanismi duttili o fragili, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali. Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza.

4. PRINCIPALI RISULTATI

Per prima cosa sono state valutate le condizioni statiche allo SLU pre intervento per capire eventuali carenze da correggere repentinamente.

Lo stato di verifica degli elementi risulta essere il seguente:

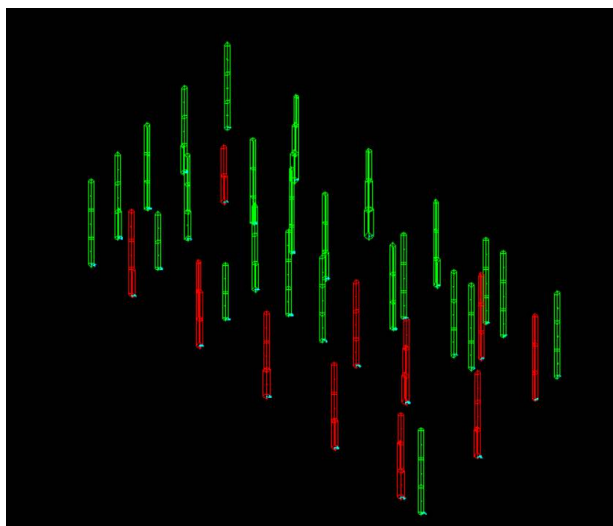


Illustrazione 1: SLU - pilastri

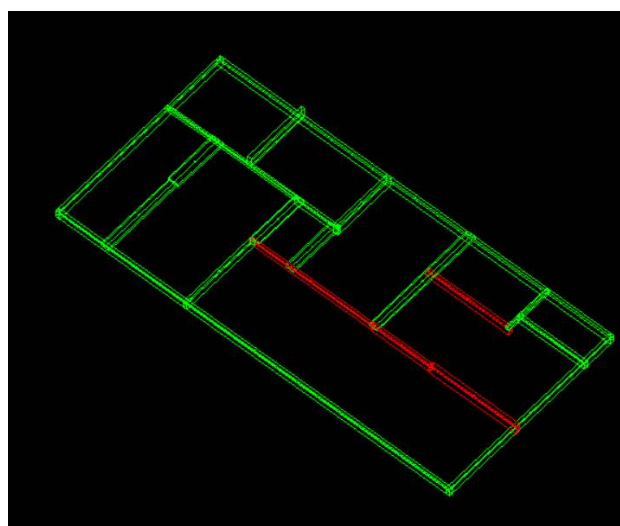


Illustrazione 2: SLU - travi I solaio

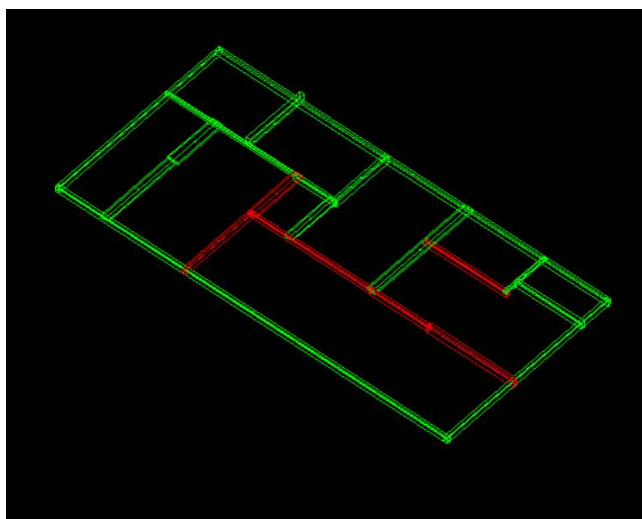


Illustrazione 3: SLU - travi II solaio

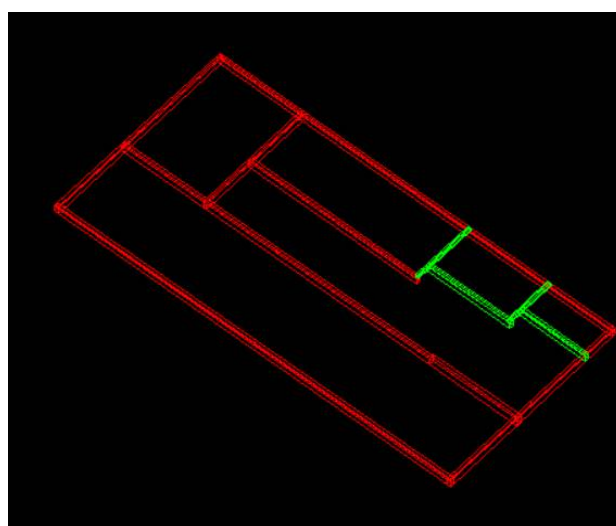
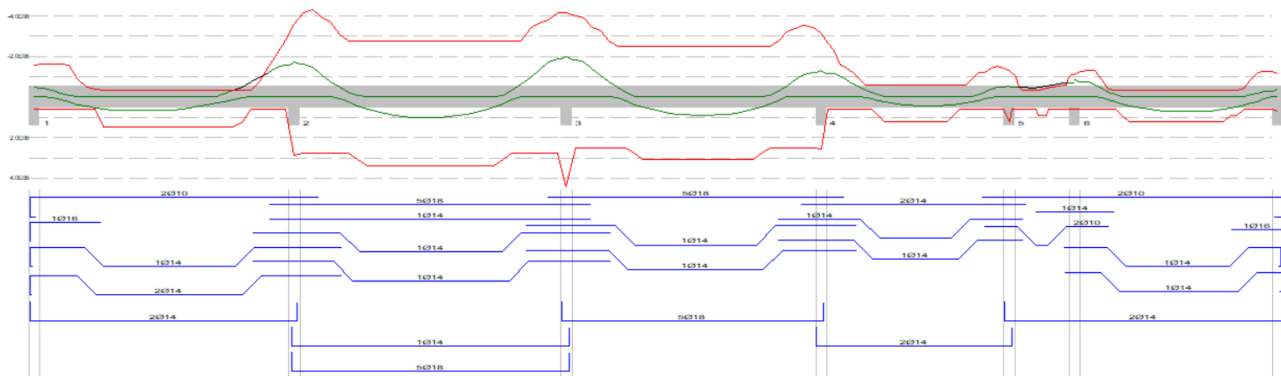


Illustrazione 4: SLU - travi III solaio

Pur essendo diverse le travi non verificate, si tratta di meccanismi di rottura per pressoflessione nelle sezioni sollecitate da momento negativo, con coefficienti comunque prossimi all'unità. Non si registrano rotture fragili per taglio se non nella travi 25-26 del I e del II solaio: anche in questo caso si tratta di sezioni a filo pilastro con rapporto di verifica prossimo ad 1.



Anche per i pilastri si tratta di rotture per pressoflessione, soprattutto nella III elevazione, nelle sezioni a filo intradosso delle travi di copertura e di alcune pilastrate della I elevazione. I coefficienti di sicurezza sono mediamente vicini all'unità.

Illustrazione 6: SLU - esempio pilastro non verificato

Questi elementi non destano comunque particolari preoccupazioni in condizioni statiche, soprattutto in assenza di un quadro lesivo che possa confermare le carenze appena mostrate; vanno sicuramente valutati nell'evolversi della risposta sotto azioni sismiche, poiché ci si aspetta che siano comunque i primi elementi a risultare non adatti ad assorbire l'azione sismica. A soffrire sono soprattutto gli elementi della copertura, poiché risentono dell'eccessiva deformabilità del solaio. In generale, l'intera struttura, anche in condizioni statiche, risulta essere troppo deformabile, con eccessive rotazioni dei nodi e scarsa rigidezza flessionale degli elementi, a causa delle scadenti proprietà del calcestruzzo dei pilastri nelle prime elevazioni, delle sezioni ridotte, luci libere delle travi ed

interassi pilastri in alcuni casi eccessivi, nonché una distribuzione dei carichi gravitazionali non ottimale.

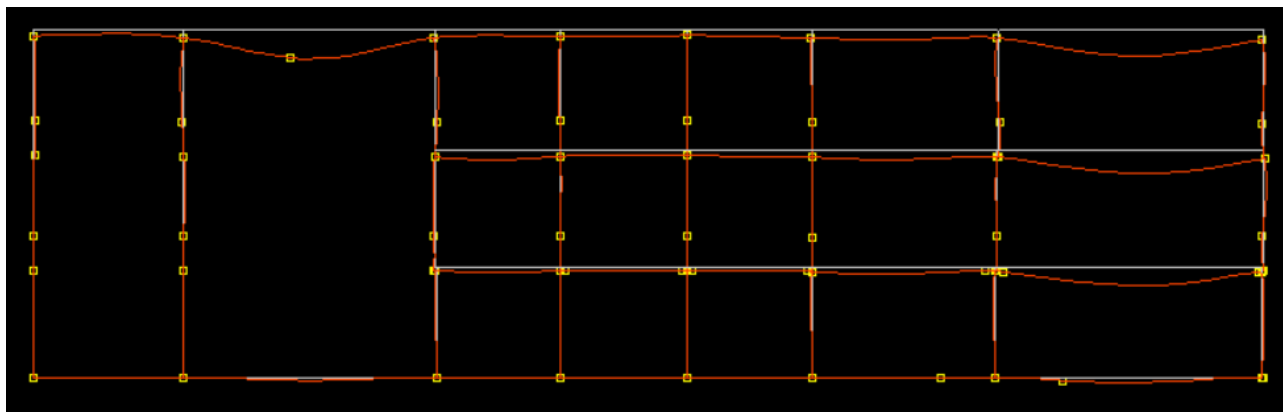


Illustrazione 7: SLU - deformazione telaio 19-26

L'analisi sismica allo SLV e SLO sullo stato attuale ha mostrato un comportamento prevedibile del fabbricato: il modo di vibrare fondamentale della struttura ha una componente torsionale significativa tanto che la struttura può essere definita deformabile torsionalmente ai sensi del punto 4 del § 7.4.3.1:

Quota superiore: Quota superiore dell'interpiano per il quale è stata valutata la rigidità relativa. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Quota inferiore: Quota inferiore dell'interpiano per il quale è stata valutata la rigidità relativa. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

KUx: Rigidità relativa alla traslazione in direzione globale X. [kN/m]

KUy: Rigidità relativa alla traslazione in direzione globale Y. [kN/m]

KRz: Rigidità relativa alla rotazione attorno l'asse globale Z. [daN*cm/rad]

L: Dimensione in pianta, lungo l'asse globale X, dell'edificio. [m]

B: Dimensione in pianta, lungo l'asse globale Y, dell'edificio. [m]

rx: Radice quadrata del rapporto tra rigidità torsionale e flessionale in X dell'interpiano. [m]

ry: Radice quadrata del rapporto tra rigidità torsionale e flessionale in Y dell'interpiano. [m]

ls: Radice quadrata di $(L^2+B^2)/12$. [m]

rx/ls: Rapporto rx/ls. Il valore è adimensionale.

ry/ls: Rapporto ry/ls. Il valore è adimensionale.

Quota superiore	Quota inferiore	KUx	KUy	KRz	L	B	rx	ry	ls	rx/ls	ry/ls
L2	L1	982766	652016	1.253E012	35.12	16.88	11.2926	13.8641	11.25	1	1.23
L4	L2	393758	203815	7.124E011	35.12	16.88	13.4509	18.6959	11.25	1.2	1.66
L6	L4	5229	10545	3.755E09	37.92	19.68	8.4745	5.9676	12.33	0.69	0.48

(r/ls minimo = $0,48 < 0,8$).

Inoltre si nota come i telai in corrispondenza dei solai molto estensi, in particolar modo in copertura, tendano a sbandare fuori dal proprio piano, in assenza di una sufficiente rigidezza di piano e di travi di collegamento trasversale.

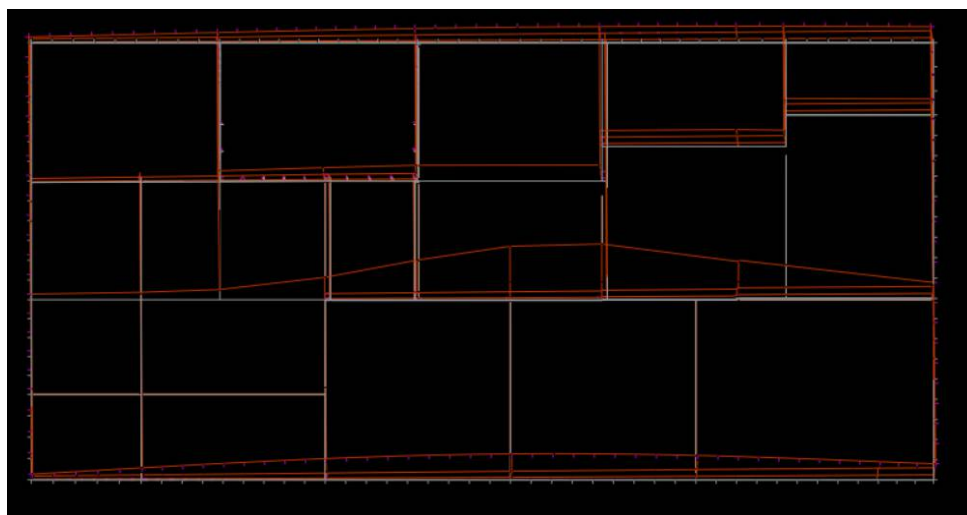


Illustrazione 8: Pianta - modo di vibrare fondamentale

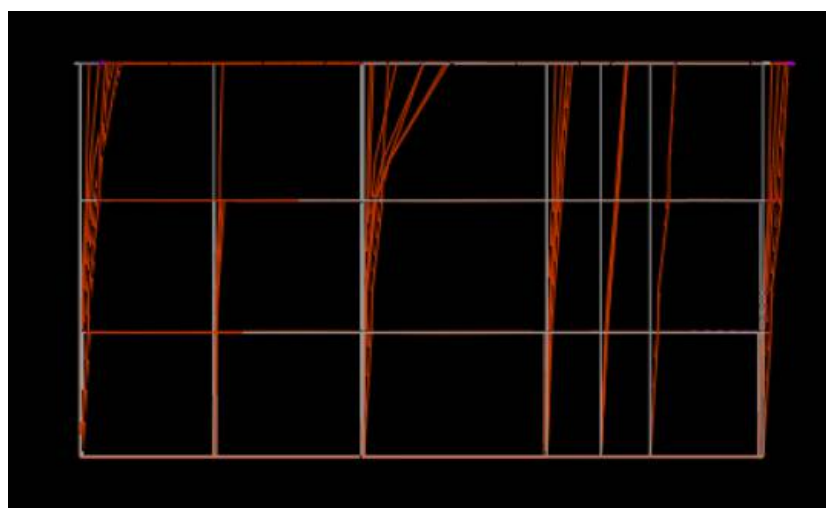


Illustrazione 9: Prospetto - modo di vibrare fondamentale

Guardando alle verifiche allo SLV, notiamo come già al 10% del livello di sicurezza richiesto ad una nuova costruzione, le travi non verificate sono rimaste pressoché le stesse, mentre la quasi totalità dei pilastri già non verifica più, e si registrano diverse rotture di tipo fragile per superamento della

resistenza a taglio e a compressione semplice , nemiche della duttilità, soprattutto nella I° elevazione con rischio di formazione di un piano soffice.

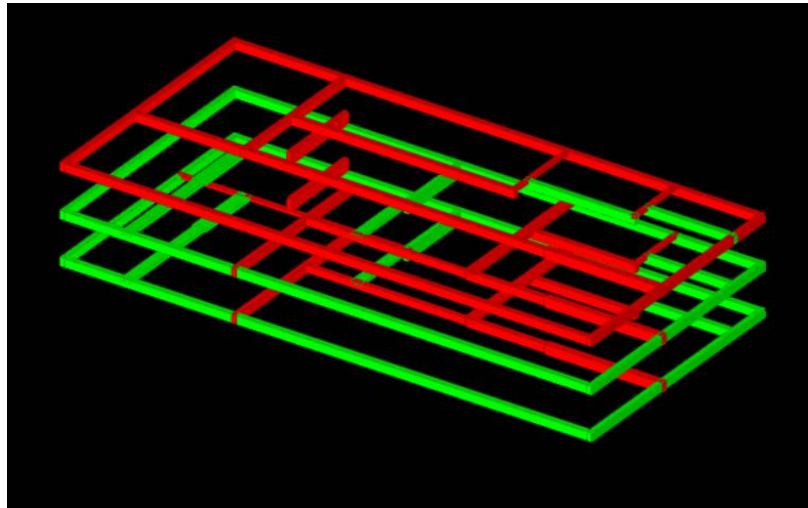


Illustrazione 10: SLV 10% - verifiche travi

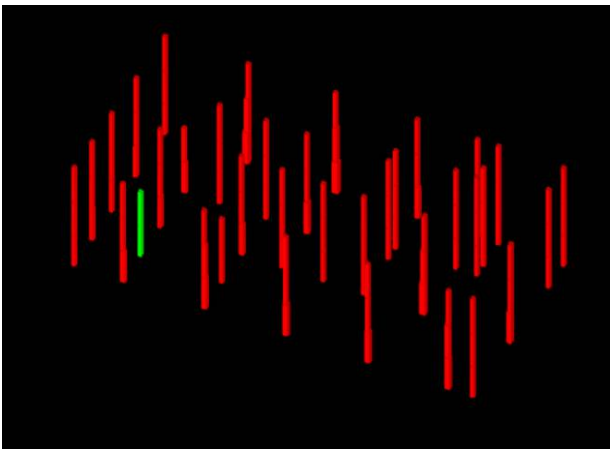


Illustrazione 11: SLV 10% - verifica pilastri

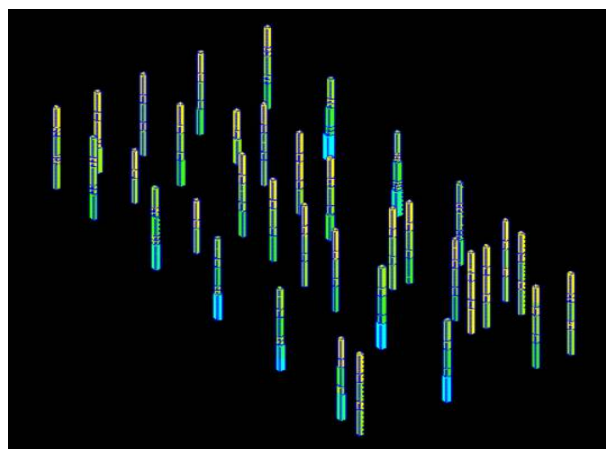


Illustrazione 12: SLV 10% - azzurro: superamento compressione max

E' evidente che siamo di fronte ad una struttura progettata e massimizzata per resistere ai soli carichi verticali, oltretutto con margini di sicurezza al limite; possono quindi essere già definite le principali vulnerabilità:

- risposta sismica con deformazione torsionale
- spostamenti di interpiano eccessivi
- elevate deformazioni

- superamento della resistenza a taglio nei pilastri della I° elevazione per concentrazione di sollecitazioni taglianti
- superamento della compressione massima nei pilastri della I° elevazione
- diffuse rotture per pressoflessione nelle travi e nei pilastri

le cui cause vanno ricercate fra le seguenti carenze strutturali:

- struttura fortemente irregolare
- insufficiente rigidezza di piano
- scarsa rigidezza complessiva
- scarse proprietà meccaniche del calcestruzzo nei pilastri della I° elevazione
- pareti rigide e resistenti con finestre a nastro al piano seminterrato
- armature non adeguate

Dunque, risulta necessaria una serie di interventi che nel complesso modifichino sostanzialmente la risposta sismica della struttura, non solo nei suoi singoli elementi, ma anche globalmente.

Per correggere le carenze riscontrate e ridurre perciò le vulnerabilità, sono stati proposti i seguenti interventi:

- realizzazione di nuove travi in c.a per migliorare il collegamento trasversale fra i telai principali, così da aumentare la rigidezza di piano (avendo ridotto l'estensione di alcuni solai è ora possibile definirne un comportamento infinitamente rigido secondo §7.2.6) e diminuire la deformabilità complessiva della struttura
- prolungamento dei pilastri 17 – 32 – 33 fino alla copertura per ridurre l'irregolarità in elevazione
- taglio murature al piano seminterrato e realizzazione giunti e sistema antiribaltamento, per evitare la formazione di pilastri tozzi con conseguente concentrazione di taglio sollecitante in corrispondenza delle finestre
- soletta collaborante in c.a alleggerito in copertura per irrigidire il piano ed inserimento di armatura aggiuntiva all'estradosso delle travi esistenti per coprire il momento negativo sollecitante, sia allo SLU che allo SLV.
- Trasformazione di alcuni pilastri, sia perimetrali che interni, in setti in c.a per aumentare e bilanciare la rigidezza della struttura, diminuendo la deformazione torsionale, nonché quella complessiva, e riducendo gli spostamenti di interpiano; inoltre verranno così scaricati dalle sollecitazioni sismiche i pilastri ed in parte anche le travi esistenti
- allargamento fondale dei plinti per la realizzazione dei setti in c.a.

- Ringrosso della sezione di alcuni pilastri della I° elevazione con miscele cementizie ad alte prestazioni, per aumentarne rigidità e resistenza soprattutto a compressione
- incamiciatura in c.a di alcuni pilastri per aumentarne la rigidità ma soprattutto le prestazioni sia a compressione che a pressoflessione
- rinforzo a pressoflessione del pilastro 20 nella sezione a filo della trave di copertura con impiego di CFRP
- rinforzo a flessione e taglio di alcune travi, soprattutto nelle sezioni d'estremità, mediante applicazione di tessuti in CFRP

A fronte degli interventi è possibile osservare quanto segue:

in condizioni statiche gli elementi strutturali risultano tutti verificati, ad eccezione di una trave al I° solaio che mostra un rapporto di verifica a taglio pari a $0,91 < 1$: dunque trattasi di una lieve anomalia, che, tenuto conto della totale assenza di fessurazioni o deformazioni eccessive su tale elemento, può comunque essere accettata.

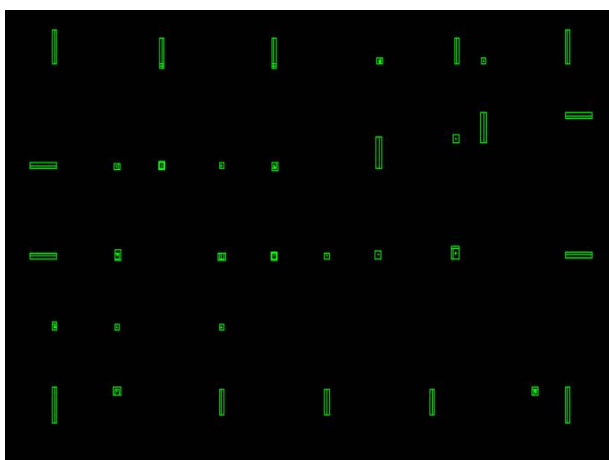


Illustrazione 13: SLU – verifiche setti e pilastri

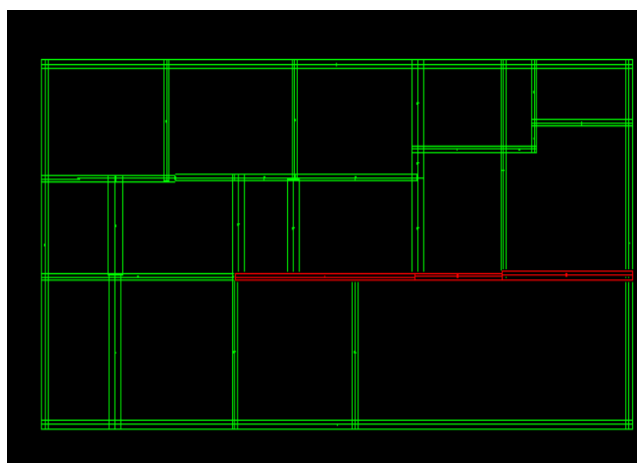


Illustrazione 14: SLU - verifiche travi I° solaio

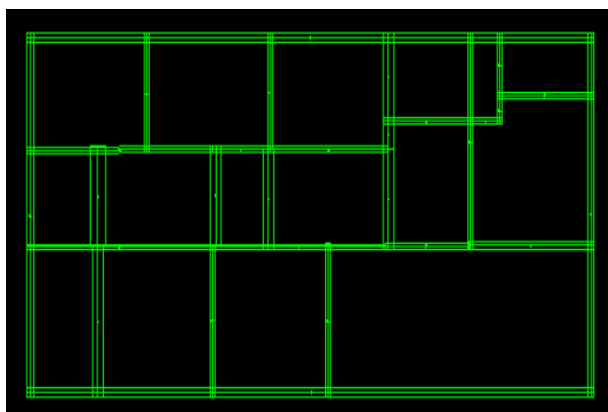


Illustrazione 15: SLU - verifiche travi II° solaio

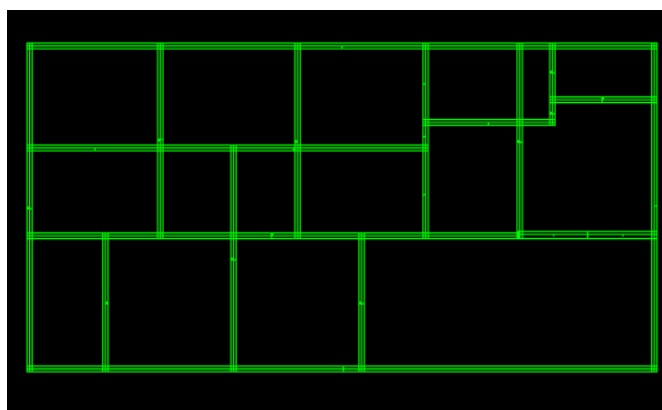


Illustrazione 16: SLU - travi III° solaio

In condizioni sismiche si nota immediatamente la variazione significativa di risposta globale della struttura: per prima cosa il fabbricato non è più classificabile come deformabile torsionalmente.

Quota superiore: Quota superiore dell'interpiano per il quale è stata valutata la rigidezza relativa. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Quota inferiore: Quota inferiore dell'interpiano per il quale è stata valutata la rigidezza relativa. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

KUx: Rigidezza relativa alla traslazione in direzione globale X. [kN/m]

KUy: Rigidezza relativa alla traslazione in direzione globale Y. [kN/m]

KRz: Rigidezza relativa alla rotazione attorno l'asse globale Z. [daN*cm/rad]

L: Dimensione in pianta, lungo l'asse globale X, dell'edificio. [m]

B: Dimensione in pianta, lungo l'asse globale Y, dell'edificio. [m]

rx: Radice quadrata del rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale in X dell'interpiano. [m]

ry: Radice quadrata del rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale in Y dell'interpiano. [m]

ls: Radice quadrata di $(L^2+B^2)/12$. [m]

rx/ls: Rapporto rx/ls. Il valore è adimensionale.

ry/ls: Rapporto ry/ls. Il valore è adimensionale.

Quota superiore	Quota inferiore	KUx	KUy	KRz	L	B	rx	ry	ls	rx/ls	ry/ls
L2	L1	1901996	2194236	5.025E012	35.12	16.88	16.2542	15.1331	11.25	1.45	1.35
L4	L2	685101	882095	2.120E012	35.12	16.88	17.5897	15.5016	11.25	1.56	1.38
L7	L4	522647	637450	1.519E012	37.92	19.68	17.0499	15.4384	12.33	1.38	1.25

Secondo il § 7.3.4.1 il rapporto r/ls minimo = $1,25 > 0,8$.

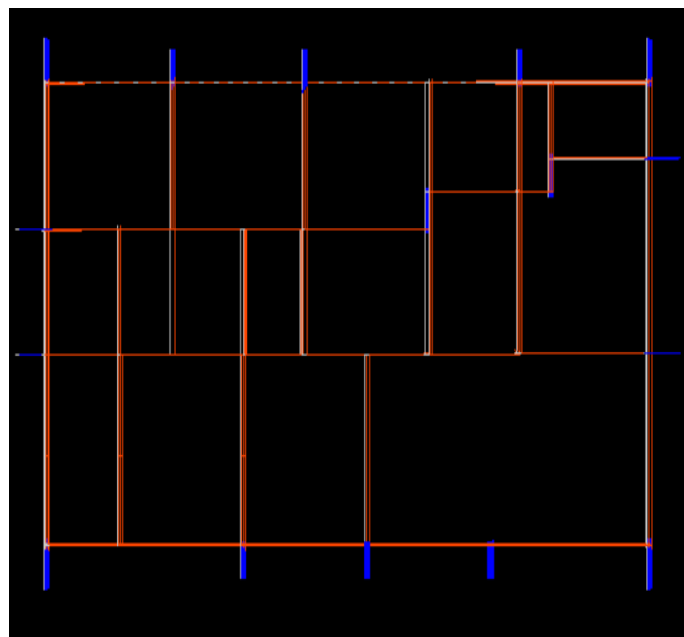


Illustrazione 17: Pianta - modo di vibrare fondamentale

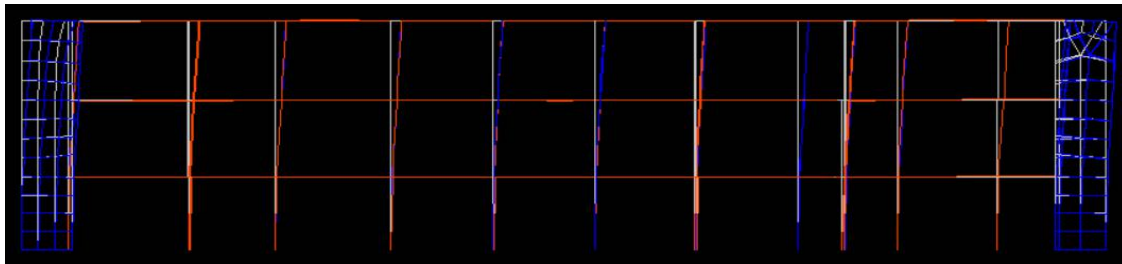


Illustrazione 18: prospetto - modo di vibrare fondamentale

gli spostamenti di piano si sono notevolmente ridotti con evidenti riduzioni di sollecitazioni sulle travi ma soprattutto sui pilastri, come si può notare dall'evoluzione delle cerniere plastiche. Al 60% del livello di sicurezza solo 1 trave del II° solaio risulta non verificata a flessione.

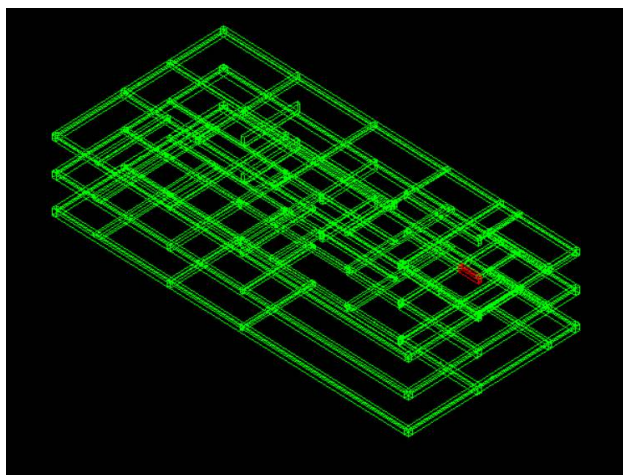


Illustrazione 20: SLV 60% - verifiche travi

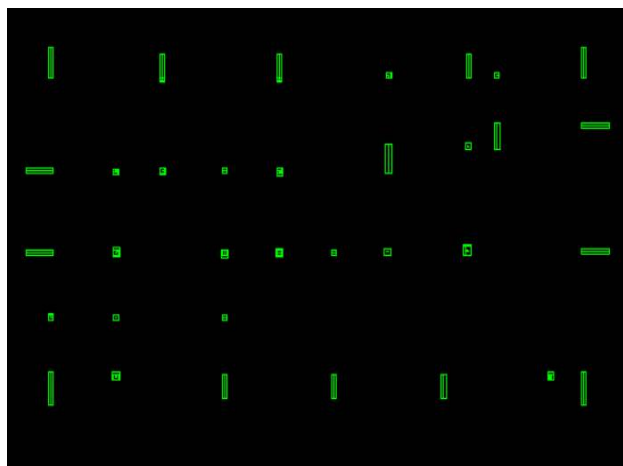


Illustrazione 19: SLV 60% - verifiche setti e pilastri

Al 70% del livello di sicurezza iniziano a diffondersi le plasticizzazioni delle travi per flessione, soprattutto in copertura, mentre non si registrano rotture sui pilastri.

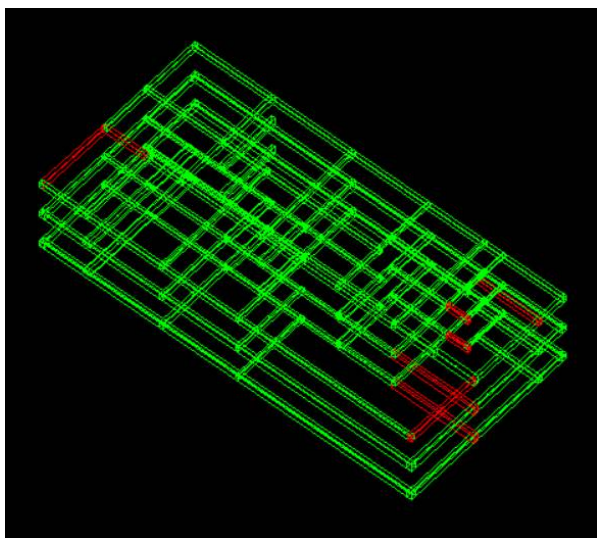


Illustrazione 22: SLV 70% - verifiche travi

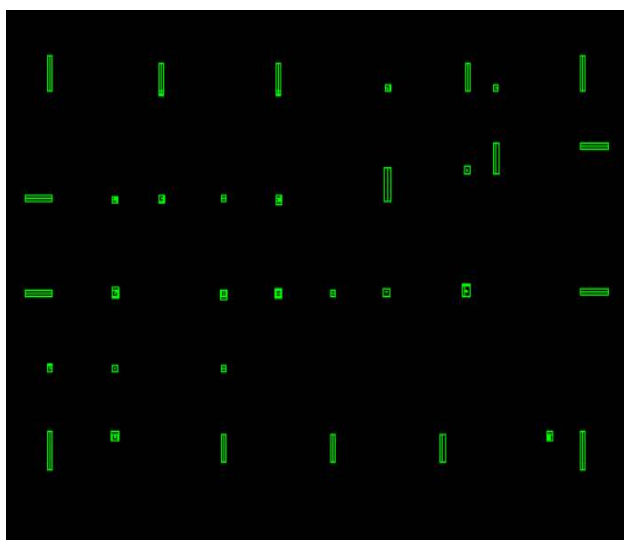


Illustrazione 21: SLV 70% - verifiche setti e pilastri

All' 80% del livello di sicurezza le plasticizzazioni delle travi sono aumentate a tutti i livelli, compaiono rotture a taglio, ed iniziano le plasticizzazioni nei pilastri della III° elevazione.

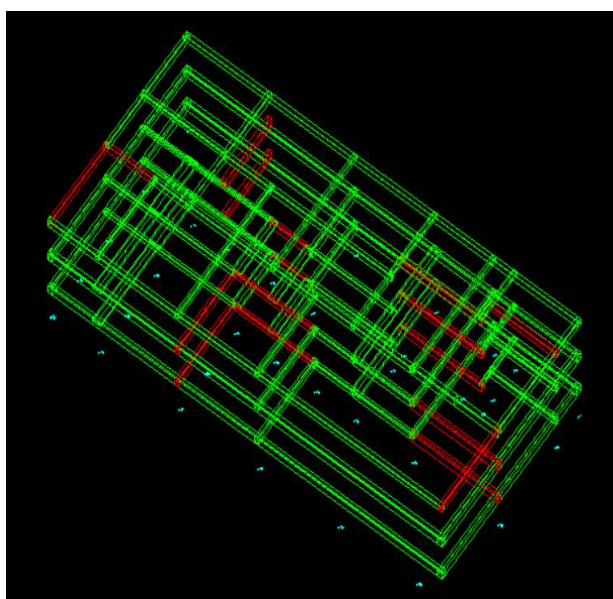


Illustrazione 23: SLV 80% - verifiche travi

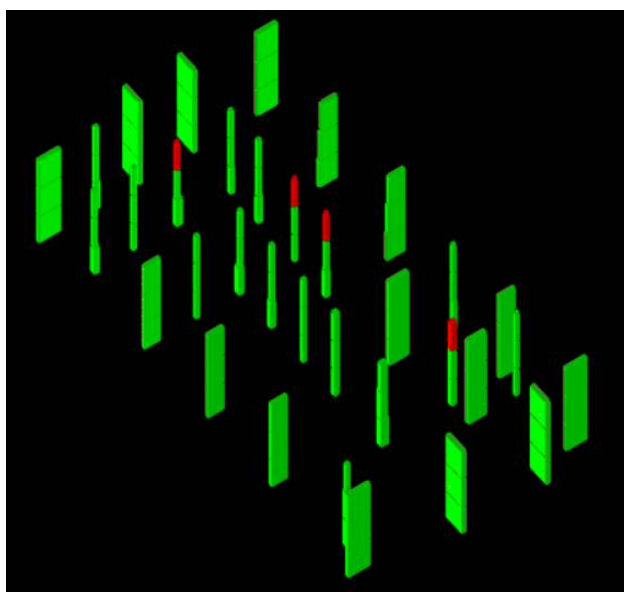


Illustrazione 24: SLV 80% - verifiche setti e pilastri

5. VERIFICHE

5.1. VERIFICHE GLOBALI

E' stata condotta un'analisi lineare dinamica modale con fattore di struttura q , analizzando 25 modi di vibrare: sono stati presi in considerazione solo quelli aventi massa partecipante superiore al 5%, raggiungendo una massa complessiva eccitata del 99,3% in direzione X e 99,1% in Y.

Sono stati trascurati gli effetti del II° ordine poiché la verifica al § 7.3.1 è stata rispettata essendo $\theta = 0,02 < 0,1$.

Anche la verifica allo SLO in condizioni post-intervento è stata soddisfatta avendo uno spostamento d'interpiano pari a $0,0031 < 0,00333$, contro lo $0,0148 > 0,00333$ dello stato pre-intervento.

Il fattore $q = 1,5$ per la condizione pre-intervento è ritenuto idoneo poiché il fabbricato mostra un comportamento sismico torsionalmente deformabile, con rottura anticipata dei pilastri, ancor prima di molte travi, della I° elevazione per superamento della resistenza a compressione, nonché rottura fragile dei pilastri tozzi in corrispondenza delle finestre a nastro della I° elevazione: dunque si tratta di un comportamento assolutamente privo di duttilità quindi è stato assegnato il fattore di struttura minimo previsto in caso di tale analisi.

Il fattore di struttura $q = 2,4$ per le condizioni post-intervento è ritenuto idoneo poiché dal controllo della distribuzione dei tagli di piano sui vari elementi emerge che il taglio minimo alla base dei pilastri a quota fondazioni è il 7,5% (SLV7) e quello alla base dei setti è 46,7% (SLV4) pertanto la struttura può essere assimilata ad una “struttura mista equivalente a pareti”, mentre ai livelli superiori è qualificabile come “struttura a pareti”, con tagli alla base dei setti sempre superiori al 70% e alla base dei pilastri sempre inferiore al 17%; inoltre, come si può notare dall'evoluzione delle cerniere plastiche, i primi elementi che vanno a rottura sono soprattutto le travi di copertura e poi i pilastri della III° elevazione, e poi a seguire, in ordine, travi e i pilastri dei livelli sottostanti; la componente torsionale della risposta sismica è stata corretta ed analizzando la rottura dei singoli elementi si può notare che trattasi soprattutto di rotture a pressoflessione e nelle travi la formazione delle cerniere plastiche avviene generalmente lontana dai nodi, nelle sezioni dove sono presenti i ferri di armatura piegati. Pertanto un tale comportamento mostra una certa duttilità, con un minimo di gerarchie di resistenze, e soprattutto mostra come l'azione sismica venga assorbita sostanzialmente dai setti in c.a.

5.2. VERIFICHE LOCALI

Si riportano alcune verifiche sui singoli elementi oggetto di interventi:

Trave III solaio 19-20 (pre intervento)

campata n. 2 tra il filo 19 e tra il filo 20; asta sap n° 562

sezione rettangolare H tot. 0.6 B 0.3 Cs 0.02 Ci 0.02

sovrarresistenza 0%

Stampa indicatori di rischio sismico

x	taglio gravit.	taglio sisma	taglio ultimo	com b.	pga	Tr	indicat . taglio	momento gravit.	momento sisma	momento ultimo	com b.	pga	Tr	indicat. momento
0		119	132,34	15	0.41	2475	1.667		156	35,29	13	0.41	2475	0,24
1.4	-5.24	-60.29	-190.99	15	0.41	2475	1.667	-1.7305	124.2016	32.5942	13	0.08	36	0.294
1														
2.8	-33.26	60.29	194.66	2	0.41	2475	1.667	-10.8001	42.0212	32.6003	13	0.31	794	1.046
3														
4.0	-58.3	-60.29	-218.32	15	0.41	2475	1.667	-83.0874	68.4574	32.6042	2	0.41	2475	1.667
9														

Trave III solaio 19-20 (post intervento)

☐ CA
 ☒ FRP
 ☐ M_{Ed}⁺
☒ ANCORAGGIO EP

Geometria
 Rettangolare
 w_l [mm] h_l [mm]
 300 600
 a [mm]
 l [mm]

Rinforzo Acciaio
 N° strati di barre 4

n _k	φ _k	d _k	A _k
2	10	20	157
2	14	20	308
2	14	20	308
2	10	580	157

 f_{yk} [MPa] 454
 E_s [MPa] 200000
 γ_s 1.15

Rinforzo FRP
 Tessuto
 C-Sheet 240/300
 w_f [mm] 300
 n_f 3
 t_f [mm] 0.165
 E_f [MPa] 240000.0
 ε_{fk} 0.0142
 γ_{f,d} 1.35
 γ_f 1.10
 η_a 0.95
 FC 1.00
 Carico distribuito

Calcestruzzo
 f_{ck} [MPa] 17.95
 γ_c 1.50

Parametri di Progetto
 CNR-DT 200 R1/2013
 k_b 1.000
 Γ_{Fk} [N/mm] 0.168
 l_e [mm] 186.8
 f_{fd} [MPa] 299.00
 f_{fd,2} [MPa] 779.32
 ε_{fd} [MPa] 0.00325
 ε_{rd} 0.00325

Risultati
 x [mm] 94.0
 σ_c [MPa] -5.98
 σ_s [MPa] -112.82
 ε_f 0.00325
 M_{Rd} [kNm] 35.29
 M_{Rd,s} [kNm] 100.74
 M_{Rd,s}/M_{Rd} 185.46%

Sezione

Carico Applicato

Momento Agente
 M₀ [kNm] 10
 M_{Ed} [kNm] 156

Campo 1: collasso per distacco intermedio

sovraresistenza 0%

incatori di rischio sismico

x	taglio gravit.	taglio sisma	taglio ultimo	com b.	pga	Tr	indicat . taglio	momento gravit.	momento sisma	momento ultimo	com b.	pga	Tr	indicat. momento
0		119	132,34	15	0.41	2475	1.667		156	100,74	13	0.41	2475	0,646
1.4 1	-5.24	-60.29	-190.54	15	0.41	2475	1.667	-1.7305	-124.2016	-92.4556	4	0.22	282	0.684
2.8 3	-33.26	60.29	194.66	2	0.41	2475	1.667	-10.8001	42.0212	32.6003	13	0.31	794	1.046
4.0 9	-58.3	-60.29	-218.32	15	0.41	2475	1.667	-83.0874	68.4574	32.6042	2	0.41	2475	1.667

Deformazioni N=cost Mx/My=cost 3D

c.s.=1.05615
Mxu:135602
Myu:-325742.3
Nu:-48302.1

SLV
14
Mx 128392.91
My -308424.63
N -48302.1
Tx -4614.46
Ty 2240.9
Mt -123.52

Info

Valori estremi
c.s._min= 1.05615
comb= 14

Mx,max=260912.58 c10
Mx,min=-233428.94 c7
My,max=304930.94 c3
My,min=-308424.63 c14
N,max=-39801.79 c3
N,min=-48302.1 c14
Tx,max=4438.53 c3
Tx,min=-4614.46 c14
Ty,max=3432.22 c10
Ty,min=-2637.19 c7

dx=80000
dy=80000

Pilastro 22 I elevazione (post intervento)

Pilastro

Progetto: C:\Users\Admin\Documents\COMMESSE\

C Trave ☒ Pilastro

Sezione NON Rinforzata

b [mm]	300
h [mm]	300
c [mm]	20
A _f [mm ²]	402
A _f ' [mm ²]	402
f _{cm} [MPa]	10,62
f _{ym} [MPa]	351
φ _{staffe} [mm]	6
S _{staffe} [mm]	20
F _C	<input checked="" type="radio"/> 1.0 <input type="radio"/> 1.2 <input type="radio"/> 1.35
N _{Sd} [kN]	469

Calcola

N _{max} [kN]	1047
f _{cd}	10,62
f _{yd}	351
M _{Rd} [kNm]	72,51
X [mm]	183,61
ε _{s1}	1,67‰
ε _s	-1,32‰
V _{Rd} [kN]	88,31
V _{Rdc} [kN]	88,31
V _{Rds} [kN]	217,47

Sezione Rinforzata

☒ Rinforzo Simmetrico
☒ Rimozione del Copriferro

b ₁ [mm]	50
b ₂ [mm]	50
h ₁ [mm]	50
h ₂ [mm]	50
h _{sol} [mm]	
f _{Fck} [MPa]	70
f _{Ftk} [MPa]	8,5
E _c [MPa]	38000
γ _c [kg/m ³]	2500
λ	0,75
η	0,90

Visualizza Dominio

N _{max} [kN]	3070
f _{Fcd}	39,67
f _{Ftd}	5,67
M _{Rd} * [kNm]	157,52
X* [mm]	70,88
ε _{s1}	0,48‰
ε _s	-1,67‰
V _{Rd} * [kN]	119,30
V _{Rdc} * [kN]	119,30
V _{Rdf} * [kN]	57,16

Dominio di Interazione



5. CONCLUSIONI

Dalle analisi svolte si nota che, a fronte degli interventi proposti, fra il 60% ed il 70% del livello di sicurezza richiesto ad un nuovo fabbricato, inizia l'apertura delle cerniere plastiche sulle travi, soprattutto a pressoflessione ed in copertura, oltre il 70% si ha una diffusione più ampia delle cerniere plastiche sulle travi anche ai livelli inferiori sempre a pressoflessione, ma la struttura nel suo complesso mostra ancora capacità dissipativa, non avendo ancora mostrato rotture su elementi portanti verticali e rotture di tipo fragile; dall' 80% in poi iniziano invece le plasticizzazioni ai pilastri dell'ultima elevazione, sempre a pressoflessione, e compaiono le prime rotture fragili alle travi: pur mostrando ancora una certa gerarchia di resistenze ed in generale una riserva di capacità dissipativa (sono giunte a rottura le medesime travi a tutti i livelli, quindi ancora rotture abbastanza locali, le prime cerniere plastiche sui pilastri si sono manifestate all'ultima elevazione, che generalmente risulta essere quella più “sacrificabile ai sensi delle stesse NTC, le cerniere plastiche sono quasi tutte a pressoflessione) si ritiene che il livello di sicurezza che può essere garantito dagli interventi proposti sia dell' 80% del livello richiesto ad un nuovo fabbricato, poiché da questo punto in poi si verificherà una rapida diminuzione dello spostamento sopportabile dalla struttura.

Dunque gli interventi di miglioramento sismico hanno prodotto un innalzamento del livello di sicurezza in condizioni SLV del fabbricato da circa il 10% all'80%; per quanto riguarda invece le condizioni di SLO, lo spostamento massimo registrato è passato dallo 0,0148H pre intervento, con H altezza di interpiano, a 0,0031H post intervento, che risulta minore dello spostamento limite dello 0,00333, dunque la verifica risulta soddisfatta.

Le fondazioni risultavano verificate in condizioni pre intervento, e continuano ad essere verificate anche in condizioni post intervento, come meglio si evince nella “relazione geotecnica e sulle fondazioni”, di seguito riportata.

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Sulla scorta dei dati riportati dalla relazione geologica, considerando l'assenza di lesioni / deformazioni eccessive riconducibili a dissesti in fondazione, sono stati assunti i seguenti parametri meccanici del terreno di fondazione:

- Limi argillosi

Profondità: 0 – 4,20 m

Coesione drenata $C' = 10 \text{ KN/mq}$

angolo attrito interno $\phi = 23$

angolo attrito interfaccia terreno-cls $\alpha = 22$

Coeff. Di adesione = 0,6

γ naturale = 18,9 KN/mq

γ saturo = 19,3 KN/mq

Modulo edometrico $E = 5000 \text{ KN/mq}$

Coeff. Poisson $\nu = 0,38$

- Ghiaia

Profondità: 4,20 – 6,9 m

Coesione drenata $C' = 0 \text{ KN/mq}$

angolo attrito interno $\phi = 35$

angolo attrito interfaccia terreno-cls $\alpha = 24$

Coeff. Di adesione = 0

γ naturale = 19,6 KN/mq

γ saturo = 21 KN/mq

Modulo edometrico $E_{ed} = 33900 \text{ KN/mq}$

Coeff. Poisson $\nu = 0,30$

- Limi argillosi saturi

Profondità: da 6,9 m

Coesione non drenata $C' = 79 \text{ KN/mq}$

angolo attrito interno $\phi = 0$

angolo attrito interfaccia terreno-cls $\alpha = 0$

Coeff. Di adesione = 0,6

γ naturale = 18,9 KN/mq

γ saturo = 19,3 KN/mq

Modulo edometrico $E_{ed} = 5000$ KN/mq

Coeff. Poisson $\nu = 0,50$

Il volume significativo di terreno di fondazione è stato stimato circa pari a $4B$ con B larghezza della fondazione. Per quasi tutti i plinti, lo spessore del volume significativo raggiunge almeno lo strato di ghiaia: a vantaggio di sicurezza è stato considerato tutto costituito da limi argillosi; la falda è stata rinvenuta ad una profondità di circa 9m dunque la capacità portante è stata determinata a breve termine, poiché il terreno del volume significativo non è saturo, e trattandosi di interventi di miglioramento sismico, tali condizioni sono state ritenute più adatte.

Le verifiche geotecniche sono state condotte allo SLU ed in condizioni sismiche secondo delle combinazioni che vedono gli effetti del sisma amplificati di 1,1, trattandosi di fabbricato sicuramente in classe di duttilità bassa.

Trattandosi di terreno di natura prevalentemente coesiva, si possono trascurare gli effetti del sisma sulla capacità portante del sistema terreno-fondazioni.

La pressione limite e di progetto sono state quindi stimate, secondo l'Approccio 2, come segue:

Carico ripartito sulla superficie del terreno
 Profondità del piano di posa della fondaz.
 Base della fondazione
 Lunghezza della fondazione

$p = 0$ kg/m²
 $D = 115$ cm
 $B = 150$ cm
 $L = 250$ cm

Caratteristiche del terreno di posa della fondazione:

Peso specifico

$\gamma_t = 1890$ daN/m³

Angolo di attrito interno

$\varphi = 23^\circ$

Coesione

$c = 0,1$ daN/cm²

Coefficiente di sicurezza portanza in fondazione

$= 2,3$

Valori dei coefficienti di portanza:

$N_c = 18,05$

$N_q = 8,66$

$N_y = 8,20$

Coefficienti di forma:

$\zeta_c = 1,29$

(circolare=quadrata)

$\zeta_q = 1,25$

$\zeta_y = 0,76$

Carico ripartito a quota del piano di posa:

$$q = p + \gamma_t \times D = 0 + 0,00189 \times 115 = 0,217 \text{ daN/cm}^2$$

Determinazione tensione limite del terreno

$$Q_{t,lim} = \zeta_c N_c C + \zeta_y N_y \gamma_t B/2 + \zeta_q N_q q$$

$$Q_{t,lim} = 1,29 \times 18,05 \times 0,1 + 0,76 \times 8,2 \times 0,00189 \times 150/2 + 1,25 \times 8,66 \times 0,217 =$$

$$Q_{t,lim} = 5,56 \text{ daN/cm}^2$$

Determinazione della tensione ammissibile:

si adotta un coefficiente di sicurezza $s = 2,3$

$$Q_{amm.} = Q'_{ult} / 2,3 = 5,56 / 2,3 = 2,42 \text{ daN/cm}^2$$

Nello stato pre intervento, la massima pressione su suolo è pari a $2,01 \text{ daN/cm}^2 < 2,42 \text{ daN/cm}^2$.

La verifica di capacità portante mostra rapporti di verifica R_d/Red superiori ad 1 per tutti i plinti.

Nello stato post intervento, c'è stata una ridistribuzione delle pressioni sul suolo, con pressione massima pari a $2,42 \text{ daN/cm}^2$, pari al carico limite di progetto.

Il rapporto di verifica R_d/Red di capacità portante minore risulta essere pari ad 1.

Anche le verifiche di scorrimento e ribaltamento risultano soddisfatte sia in condizioni pre che post intervento.

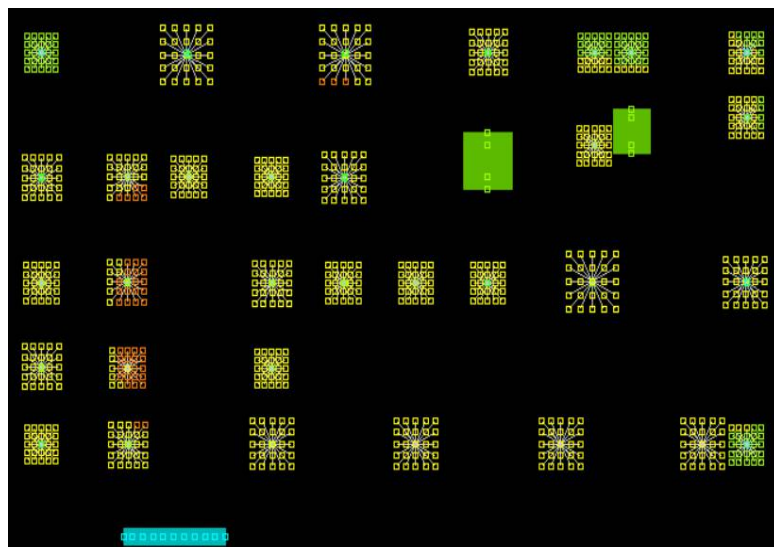


Illustrazione 25: SLV - pressioni terreno pre intervento

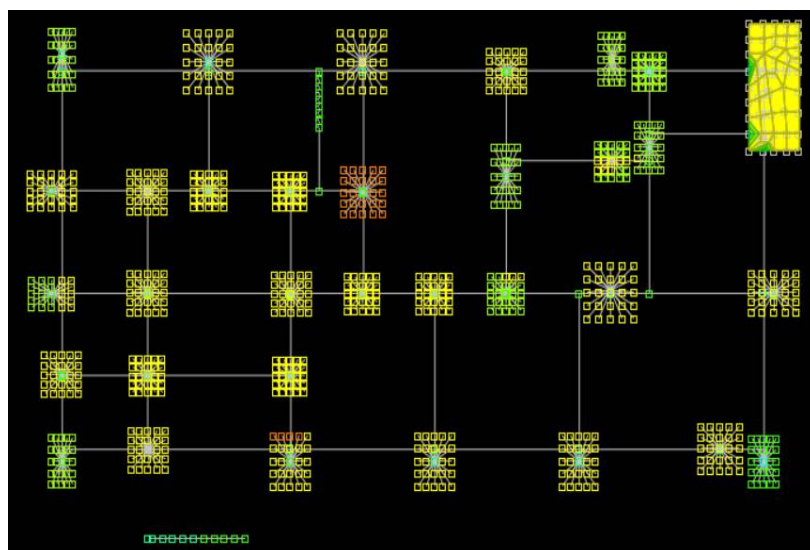


Illustrazione 26: SLV - post intervento