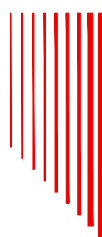


COMUNE DI CAMERANO

COMMITTENTE: Amministrazione Comunale

**Progetto per l'adeguamento sismico dell'Asilo Nido
Damiano Chiesa sito nel Comune di Camerano in Via D.Chiesa**

PROGETTAZIONE:

**S.A.G.I. s.r.l.**

Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20
63074 San Benedetto del Tronto (AP)
Tel. e Fax 0735.757580-757588E-mail: sagisbt@tin.it
Indirizzo web: sagistudio.it

P.IVA 01276770441

IL DIRETTORE TECNICO:

Ing. Maurizio Ciarrocchi

PROGETTO ESECUTIVO

TAVOLA:

RT.03

SCALA: -

DATA: 10/02/2017

ELABORATI GRAFICI

OPERE CIVILI

ELABORATO:

Relazione di calcolo

I PROGETTISTI:

Ing. Matteo Cannelli

I COMMITTENTI:

Comune di Camerano

I COLLABORATORI:

AGG.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	PROGETTATO	VERIFICATO	ACQUISITO	APPROVATO
3							
2							
1							
0	Febbraio 2017		M.F.	S.A.G.I.	S.A.G.I.	S.A.G.I.	S.A.G.I.

PERCORSO FILE: PERCORSO FILE 1

INDICE

NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	3
ANALISI STORICO CRITICA	4
PROVE E SAGGI EFFETTUATI SULLA STRUTTURA.....	4
CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI	5
VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLA STRUTTURA ESISTENTE	6
DEFINIZIONE DEI CARICHI.....	8
CALCOLO DELL'INDICE DI RISCHIO ALLO STATO LIMITE DI DANNO	9
CALCOLO DELL'INDICE DI RISCHIO ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA.....	11
INTERVENTO DI ADEGUAMENTO	12
Analisi dinamica.....	14
Descrizione degli interventi	16
CONCLUSIONI	18

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa italiana cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- Circolare del 2 Febbraio 2009, n. 617 *“Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”*
- D.M. del 14 Gennaio 2008 *“Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”*
- Ordinanza n. 3274 del 20 Marzo 2003. *“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”*
- Ordinanza n. 3316. *“Modifiche ed integrazioni all’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003”*
- D.M. del 16 Gennaio 1996. *“Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»”*.
- D.M. del 16 Gennaio 1996. *“Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”*
- D.M. del 9 Gennaio 1996. *“Norme Tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”*.
- D.M. del 14 Febbraio 1992. *“Norme Tecniche per l’esecuzione delle opere in C.A. normale e precompresso e per le strutture metalliche”*.
- D.M. del 3 Ottobre 1978. *“Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”*.
- D.M. del 3 Marzo 1975. *“Disposizioni concernenti l’applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”*.
- D.M. del 3 Marzo 1975. *“Approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”*.
- Legge n. 64 del 2 Febbraio 1974. *“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”*.
- Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971. *“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”*.
- *Istruzioni per la valutazione delle: Azioni sulle Costruzioni. (C.N.R. 10012/85)*

DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'opera oggetto di questa relazione è l'asilo nido d'infanzia sito nel comune di Camerano, in provincia di Ancona in via Damiano Chiesa.

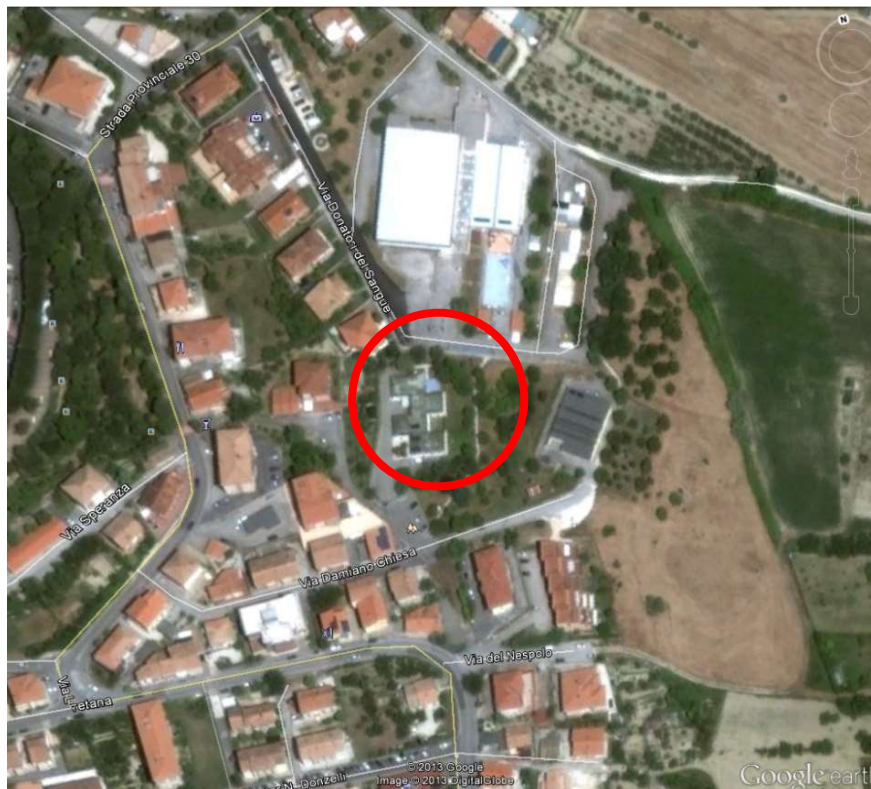


Figura 1- Foto aerea dell'edificio oggetto di intervento

L'edificio, di tipo modulare, è formato da otto moduli aventi lati 880 cm X 730 cm e si sviluppa per un piano fuori terra.

La struttura portante è formata da profili metallici scatolari annegati all'interno di pannelli prefabbricati perimetrali in argilla espansa spessi 22 cm, pilastri interni in profili HEB120 e travi interne a spessore di solaio di tipo REP (sezione mista acciaio/c.a. costituita da un piatto inferiore di acciaio su cui sono saldate le armature resistenti a taglio, posa delle armature aggiuntive e getto finale di cls).

Il collegamento tra i pannelli e la fondazione avviene esclusivamente mediante barre di armatura annegate nella fondazione e risalenti all'interno dei profili scatolari. Il resto del pannello è in semplice appoggio. Sia il solaio di calpestio del piano terra che il solaio di copertura sono formati da pannelli prefabbricati spessi 16 cm con caldana in calcestruzzo $s=4$ cm.

Dalle tavole di progetto si evince che le strutture di fondazione sono formate da travi rovesce alte 190cm.

Dal punto di vista architettonico, sono presenti una serie di spazi per il divezzo ed il riposo dei lattanti oltre che la cucina, la lavanderia, gli spogliatoi del personale, i servizi igienici e la centrale termica.

ANALISI STORICO CRITICA

Il progetto e la realizzazione dell'opera sono stati effettuati nel 1976 dal Consorzio fra le Cooperative di produzione della Provincia di Forlì; i calcoli statici sono a firma dell'Arch. Benzi Maddalena Piccioli, iscritta all'ordine degli architetti dell'Emilia Romagna al n.536.

Dal rilievo eseguito sono emerse alcune incongruenze, in particolare:

- I pannelli prefabbricati posati in situ hanno dimensioni differenti rispetto alle indicazioni di progetto.
- I profili scatolari presenti all'interno dei pannelli sono presenti in maniera sporadica e non congruente alle piante del progetto.
- Due pilastri interni definiti nel progetto (profili HEB120) non risultano essere presenti nella struttura esistente.

PROVE E SAGGI EFFETTUATI SULLA STRUTTURA

Al fine di effettuare l'analisi di vulnerabilità sismica, sono state eseguite le seguenti verifiche e prove in situ:

- prelievo di 3 provini di calcestruzzo relativi al tamponamento esterno prefabbricato e relativa analisi della carbonatazione;
- 6 indagini pacometriche dei pannelli perimetrali, 2 delle quali comprendono sia la scansione sulla faccia esterna che quella sulla faccia interna del paramento;
- 5 scassi su alcuni pannelli perimetrali per indagare le armature presenti, di cui uno effettuato sia sulla faccia esterna che su quella interna del pannello;
- 4 scassi per il rilievo dimensionale dei profili scatolari interni ai pannelli;
- 2 endoscopie.
- Rilievo dimensionale dei pannelli

CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Oltre a queste indagini, lo studio della vulnerabilità sismica della struttura è stato eseguito facendo riferimento al progetto originale dell'opera che risulta essere completo nei calcoli, nei disegni costruttivi e nella caratterizzazione dei materiali.

Cautelativamente si adotta un Fattore di confidenza ($FC=1,35$) e quindi i parametri di progetto saranno i seguenti:

MATERIALI ESISTENTI	f_k N/mm^2	F.C.	γ_m	f_d N/mm^2
Calcestruzzo pannelli prefabbricati	9,67	1.35	1.5	6.45
Calcestruzzo travi	28	1.35	1.5	13.82
Acciaio da carpenteria esistente	235	1.35	1.2	145.06
Acciaio da cemento armato	430	1.35	1.15	276.97

I materiali utilizzati per gli interventi di adeguamento saranno invece:

- Acciaio da carpenteria S235
- Barre M12 e M16 con classe di resistenza 8.8

Riguardo alle rigidezze invece, sono stati considerati i seguenti moduli di elasticità:

MATERIALE	E_m N/mm^2
Calcestruzzo pannelli prefabbricati	6 980
Calcestruzzo travi	30 000
Acciaio da carpenteria	210 000
Acciaio da cemento armato	210 000

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLA STRUTTURA ESISTENTE

Il D.M. 14/01/08 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC) al punto 8.3 “Valutazione della Sicurezza” definisce i criteri per una valutazione della sicurezza di un immobile esistente. Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza quando ricorra una delle seguenti situazioni:

1. riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta ad azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni), situazioni di funzionamento ed uso anomalo, deformazioni significative imposte da cedimenti del terreno di fondazione;
2. provati gravi errori di progetto o di costruzione;
3. cambio della destinazione d’uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d’uso della costruzione;
4. interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità o ne modifichino la rigidità.

La valutazione della sicurezza dovrà effettuarsi ogni qual volta si eseguano gli interventi strutturali di cui al punto 8.4 delle NTC, e dovrà determinare il livello di sicurezza prima e dopo l’intervento.

Nel caso in esame si è di fronte a una situazione di gravi errori di progettuali e di costruzione, infatti:

- Due dei 12 pilastri HEB120, indicati nel progetto originale, non sono in realtà presenti nella struttura esistente e nei punti dove questi mancano, le travi REP poggiano direttamente sui pannelli. I profilati appena descritti sono indicati in rosso nella seguente figura.
- La posizione di progetto dei montanti annegati nei pannelli prefabbricati, in alcuni casi coincide con le attuali aperture (finestre e porte) e di conseguenza si può escludere la presenza di tali profilati. I profili appena descritti sono indicati in blu nella seguente figura.
- I pannelli prefabbricati sono semplicemente appoggiati alla base e collegati in maniera inefficiente sia tra loro e sia al solaio di copertura. La loro configurazione statica non è pertanto stabile nei confronti di eventuali azioni orizzontali, le quali, potrebbero portare al ribaltamento dei pannelli e alla conseguente perdita di stabilità globale dell’intero edificio.

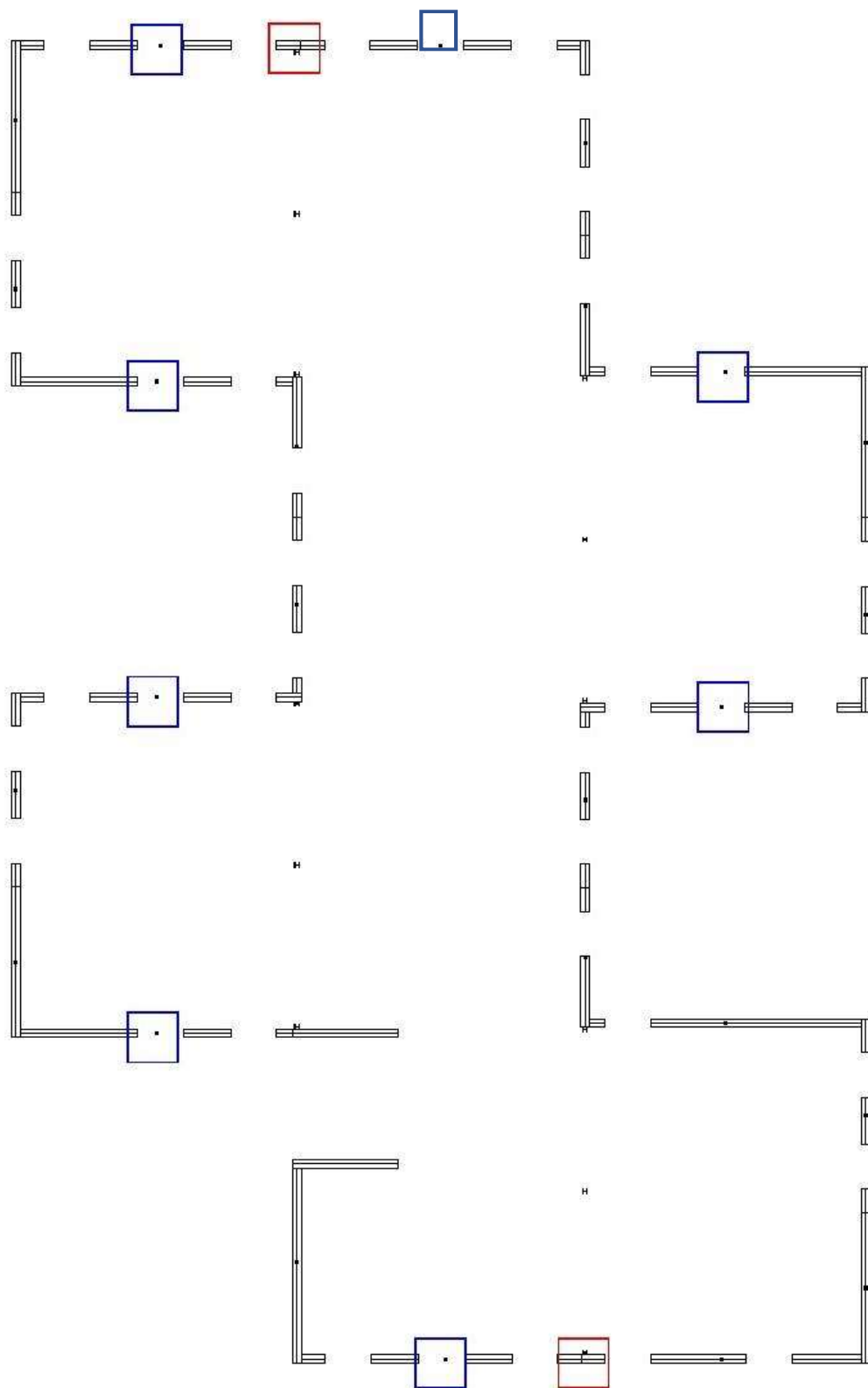


Figura 2- Pianta dell'edificio: evidenziati in blu e in rosso rispettivamente i montanti scatolari e gli HE120

DEFINIZIONE DEI CARICHI

SOLAIO DI COPERTURA

Il solaio di copertura è un solaio 16+4 totalmente prefabbricato in stabilimento, al quale possono essere associati i seguenti carichi:

- Carico permanente strutturale: 300 Kg/m²
- Carico permanente non strutturale: 50 Kg/m²

In copertura sono presenti inoltre dai pannelli solari in cui carico si considera spalmato sull'intera copertura.

- Carico permanente pannelli solari: 8Kg/m²

Riguardo i carichi accidentali per la zona in esame è previsto un carico da neve pari a:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t = 120 \text{ kg/m}^2$$

- Coefficiente di forma $\mu_i = 0,8$ (copertura è piana)
- Carico caratteristico $q_{sk} = 1,5 \text{ KN/m}^2$ (Zona 1- Mediterranea a quote minori di 200m slm)
- Coefficiente di esposizione $C_E = 1$
- Coefficiente termico $C_t = 1$

PANNELLI PREFABBRICATI

I pannelli perimetrali sono pannelli in calcestruzzo alleggerito con un peso specifico di 1220 Kg/m³, ricavato a partire dal valore medio dei provini prelevati in fase conoscitiva.

CALCOLO DELL'INDICE DI RISCHIO ALLO STATO LIMITE DI DANNO

La struttura nello stato di fatto può essere schematizzata come un solaio rigido poggiato internamente sui profilati HEB120 effettivamente presenti e perimetralmente su carrelli che simulano l'appoggio sui pannelli.

I Pannelli perimetrali, infatti essendo semplicemente appoggiati in fondazione, scollegati al solaio, collegati in maniera inefficiente tra loro risultano semplici appoggi per l'orizzontamento di copertura.

Con questa schematizzazione, a favore di sicurezza, si trascurano i contributi attritivi pannello/pannello, pannello/solaio e pannello/fondazione. Trascurare i vincoli attritivi nella valutazione dell'indice di rischio allo stato limite di danno è una scelta a favore di sicurezza dato che questi:

- riducono gli spostamenti
- dissipano una quota parte dell'energia sismica in ingresso
- sono di difficile quantificazione e potrebbero portare a sovrastimare la capacità reale dell'edificio.

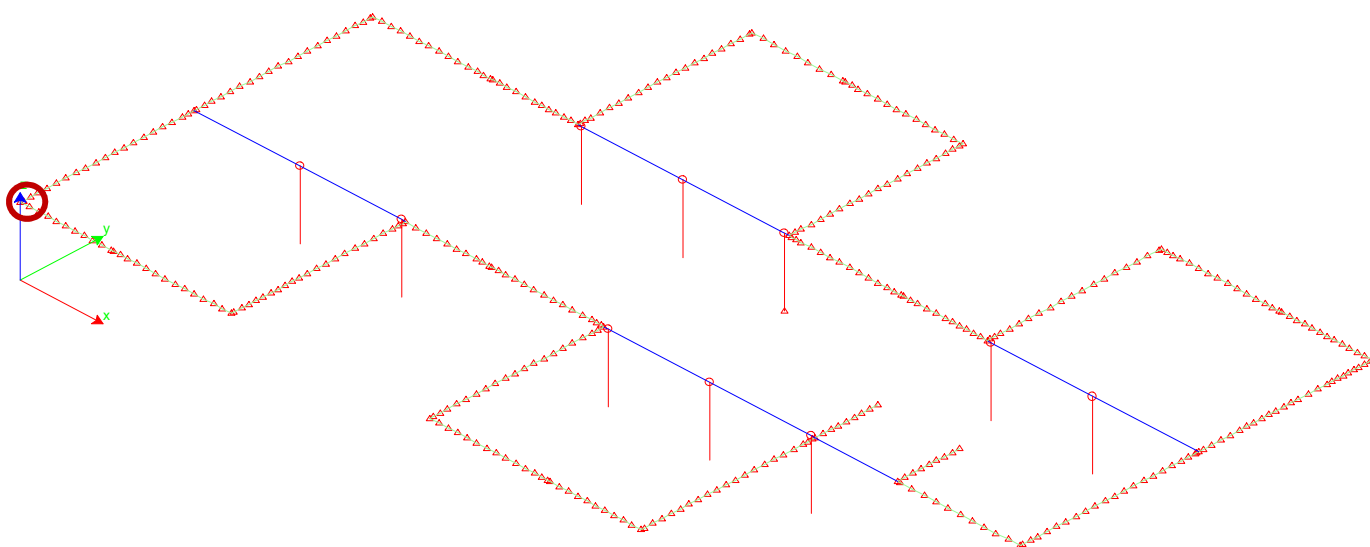


Figura 3 - Modello 3D della struttura esistente

Per calcolare l'indice di rischio allo stato limite di danno si è eseguita un'analisi dinamica non lineare, incrementato l'input sismico in maniera graduale fino a raggiungere la condizione che definisce lo stato limite, ovvero uno spostamento massimo pari al 5 % dell'altezza di piano.

$$\Delta_{\max} = 300 * 0,005 = 1,5 \text{ cm}$$

Questa condizione la si raggiunge con ordinate spettrali ridotte rispetto a quelle definite dalle Norme tecniche e perciò l'edificio esistente non soddisfa i requisiti di sicurezza allo stato limite di danno. Nello specifico, la struttura raggiunge questi limiti di spostamento con uno spettro elastico nel quale l'accelerazione $S_e(T=0)$ è il 18% rispetto a quella di progetto. L'indice di rischio nei confronti di questo stato limite è pari quindi a 0,18.

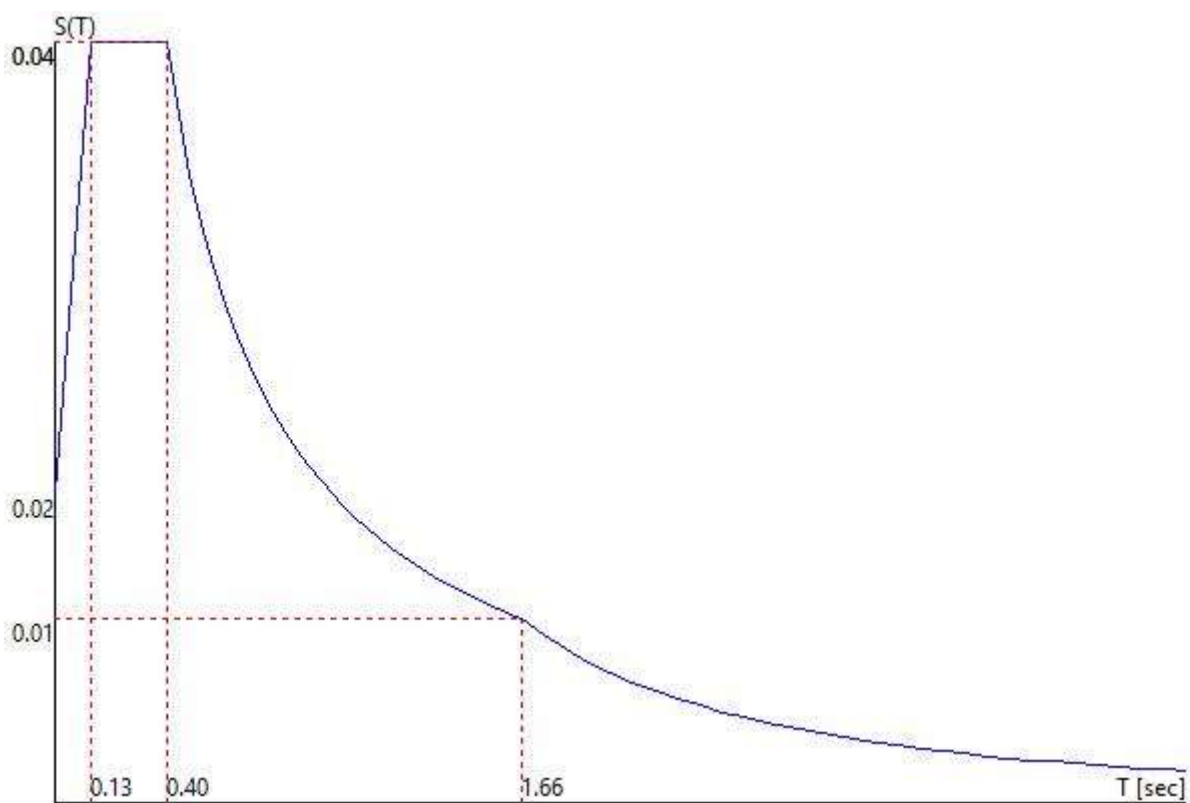


Figura 4- Spettro elastico ridotto inserito in input per la valutazione dell'indice di rischio

Con lo spettro indicato in figura 4, il nodo n.121 evidenziato in rosso in Figura3 si sposta di una quantità:

$$d = (U_x^2 + U_y^2)^{0,5} = (0,78^2 + 1,27^2)^{0,5} = 1,49 \text{ cm}$$

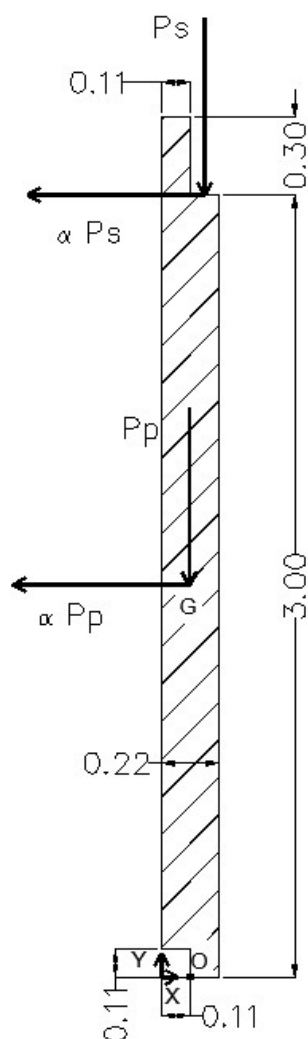
La struttura ha raggiunto quindi lo stato limite di danno e perciò:

$$I_R = 0,18$$

CALCOLO DELL'INDICE DI RISCHIO ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) è definito dalle norme tecniche nel seguente modo “a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali”.

La struttura in esame, pur avendo dei pilastri in acciaio ha il solaio di copertura poggiato sui pannelli prefabbricati, questi non vincolati né in testa e né al piede e di conseguenza il meccanismo di ribaltamento dei pannelli, anticiperà sempre la plasticizzazione delle travi rep e dei pilastri in acciaio. L'indice di rischio relativo allo stato limite di salvaguardia della vita quindi, sarà definito dal meccanismo locale di ribaltamento del pannello più instabile.



- P_s = Peso trasmesso dal solaio
- P_p = Peso proprio del pannello
- G = Baricentro del pannello
- O = Punto di rotazione del cinematismo
- d_{Ps} = braccio di P_s rispetto al punto O
- d_{Pp} = braccio di P_p rispetto al punto O
- $h = Y_G$ = braccio di αP_p rispetto a O
- H = braccio di αP_s rispetto a O

Figura 5- Schematizzazione del meccanismo di ribaltamento dei pannelli

Come è possibile notare in figura 5 il carico del solaio è in realtà un carico stabilizzante, mentre il peso proprio del pannello è destabilizzante, di conseguenza i pannelli che prima si ribalteranno saranno quelli più pesanti (con meno aperture) e disposti parallelamente all'orditura del solaio. Si analizza perciò il meccanismo di ribaltamento del pannello più instabile al fine di calcolare il moltiplicatore α .

$$\alpha = (P_s d_{Ps} - P_p d_{Pp}) / (P_s H + P_p h) = 0,0127 \rightarrow \alpha g = 0,1246 \text{ m/sec}^2$$

Dividendo ora questa accelerazione per l'accelerazione spettrale di progetto stabilita dalle norme tecniche per l'edificio in esame allo stato limite di salvaguardia della vita, si ottiene l'indice di rischio in termini di P_g .

$$I_R = \alpha g / (S_{e(T)}) \rightarrow I_R = 0,06$$

INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

Come si evince dallo studio di vulnerabilità effettuato, la struttura in esame ha degli indici di rischio molto bassi, sia nei confronti dello stato limite di danno e sia nei confronti dello stato limite di salvaguardia della vita. Le scelte progettuali di adeguamento sismico sono concentrate sui pannelli perimetrali e sono finalizzate all'incremento della rigidezza e della resistenza della struttura. Gli interventi in progetto sono volti a collegare in maniera efficiente i pannelli perimetrali fra loro, alla base e in sommità, favorendo il comportamento scatolare e aumentando la resistenza e la rigidezza della struttura. Con gli interventi in progetto si scongiurano allo stesso tempo i meccanismi di ribaltamento locale dei pannelli portanti e si evita quindi lo sviluppo anticipato delle perdite di resistenza della struttura.

La modellazione del problema è stata eseguita ponendosi nelle condizioni più sfavorevoli, cioè considerando:

- La totale assenza dei montanti tubolari annegati nei pannelli prefabbricati, in modo da considerare una struttura meno duttile di quella esistente.
- Il solaio poggiato sui pannelli in assenza di attrito, trascurando così gli effetti benefici legati alla dissipazione di energia per i fenomeni attritivi.
- I Pannelli completamente scollegati tra loro in modo da far assorbire gli sforzi esclusivamente agli elementi in acciaio in progetto.
- Pannelli incernierati alla base

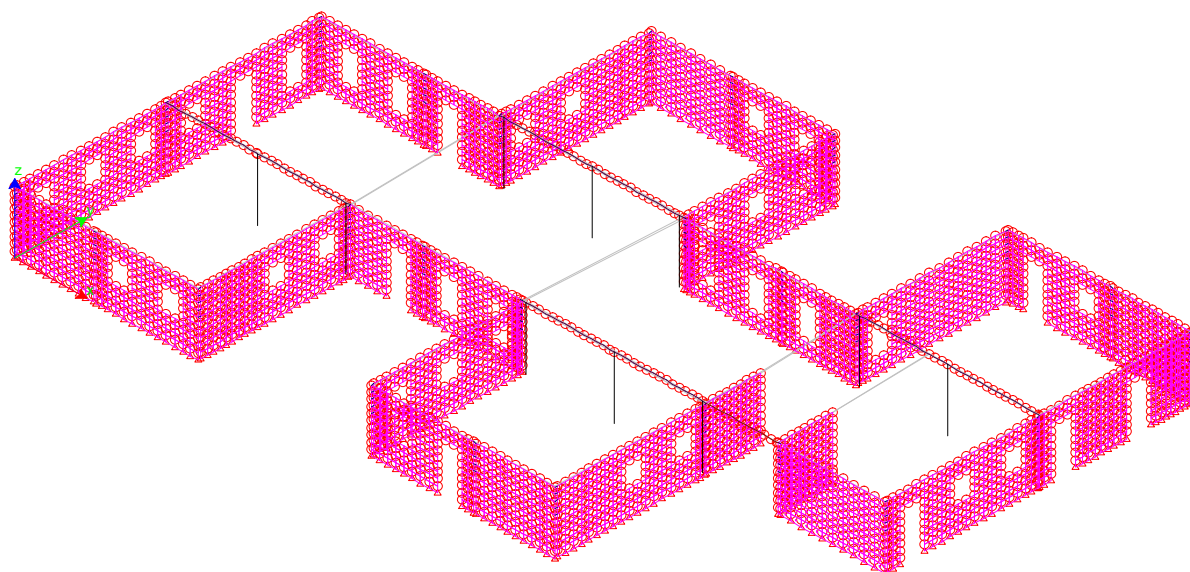


Figura 6- Modellazione 3D dell'intervento di adeguamento

I collegamenti in progetto alla sommità dei pannelli sono stati modellati con travi fittizie in acciaio di sezione 2x30 cm. Questi elementi trave sono rappresentativi in termini di rigidezza dell'intervento in sommità e generano interazione tra i pannelli, garantendo così il comportamento scatolare della struttura.

Il collegamento alla base dei pannelli è stato modellato con dei vincoli di tipo cerniera in modo tale da considerare collegamenti in fondazione più rigidi di quelli reali offerti dal collegamento in progetto. Questa scelta è volta a sovrastimare sia le sollecitazioni sui pannelli e sia quelle sugli elementi in acciaio in progetto.

Analisi dinamica

L'analisi della struttura è stata condotta in campo dinamico per via *statica equivalente* ovvero per via *modale* facendo uso, per il calcolo della risposta, dello spettro di pseudo accelerazioni fornito dal regolamento italiano.

Si riportano a seguire gli spettri di progetto allo stato limite di danno e di salvaguardia della vita.

Spettro in accordo con le norme tecniche NTC2008

- Camerano AN Longitudine 13.5522 Latitudine 43.5325
- **I valori di a_g/g sono ottenuti con una interpolazione Bilineare sul reticolo di riferimento.**
- Tipo di Terreno C
- Coefficiente di amplificazione topografica (S_T) 1.0000
- Vita nominale della costruzione (V_N) 50.0 anni
- Classe d'uso III coefficiente C_U 1.5
- Classe di duttilità impostata Bassa
- Fattore di struttura massimo q_o per sisma orizzontale 1.00
- Fattore di duttilità α_u/α_1 per sisma orizzontale 1.00
- Fattore riduttivo regolarità in altezza K_R 1.00
- Fattore riduttivo per la presenza di setti K_W 1.00
- Fattore di struttura q per sisma orizzontale 1.00
- Fattore di struttura q per sisma verticale 1.50
- Smorzamento Viscoso ($0.05 = 5\%$) 0.05

Spettro di progetto allo Stato limite di salvaguardia della vita

Probabilità di superamento (P_{VR}) 10.0 e periodo di ritorno (T_R) 712 (anni)

- S_s 1.39
- T_B 0.14 [sec]
- T_C 0.43 [sec]
- T_D 2.45 [sec]
- a_g/g 0.2126
- F_o 2.4841
- T_C^* 0.3056

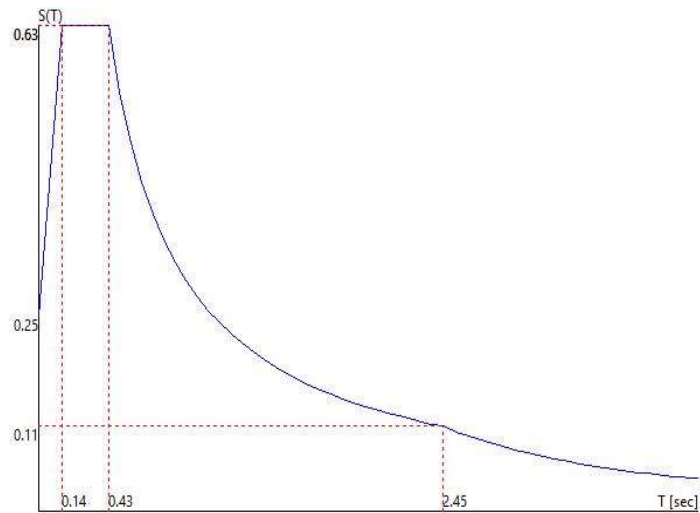


Figura 7- Spettro di progetto allo stato limite di salvaguardia della vita

A favore di sicurezza allo stato limite di salvaguardia della vita, il fattore di struttura massimo è stato considerato pari a 1, in questo modo con le sollecitazioni alla base è possibile effettuare direttamente la verifica in fondazione nel rispetto della gerarchia delle resistenze.

Spettro di progetto allo Stato limite di danno

- Probabilità di superamento (P_{VR}) 63.0 e periodo di ritorno (T_R) 75 (anni)
- S_s 1.5
- T_B 0.13 [sec]
- T_C 0.40 [sec]
- T_D 1.91 [sec]
- a_g/g 0.0765
- F_o 2.4731
- T_C^* 0.2800

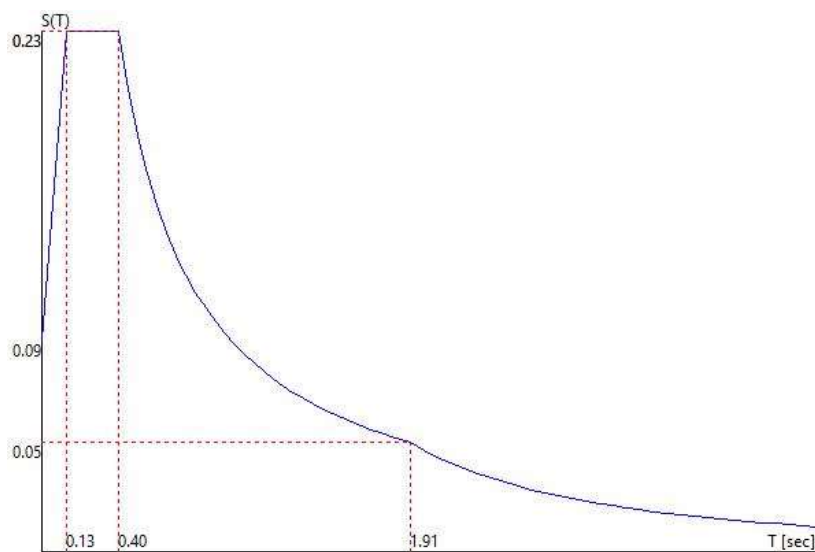


Figura 8-Spettro di progetto allo stato limite di danno

Descrizione degli interventi

Il vincolo alla base dei pannelli portanti, riportato in figura 9, ha il compito di contrastare lo scivolamento degli stessi sulla testa della trave rovescia.

Il vincolo viene realizzato disponendo all'interno dell'asilo, tutto intorno alle pareti perimetrali, un angolare metallico ad L delle dimensioni di 200x100x10 mm.

Esternamente invece il vincolo verrà costituito da una lastra continua in acciaio dello spessore di 10 mm. ed altezza di 80 cm., sagomata per seguire l'andamento tra parete portante e trave rovescia di fondazione.

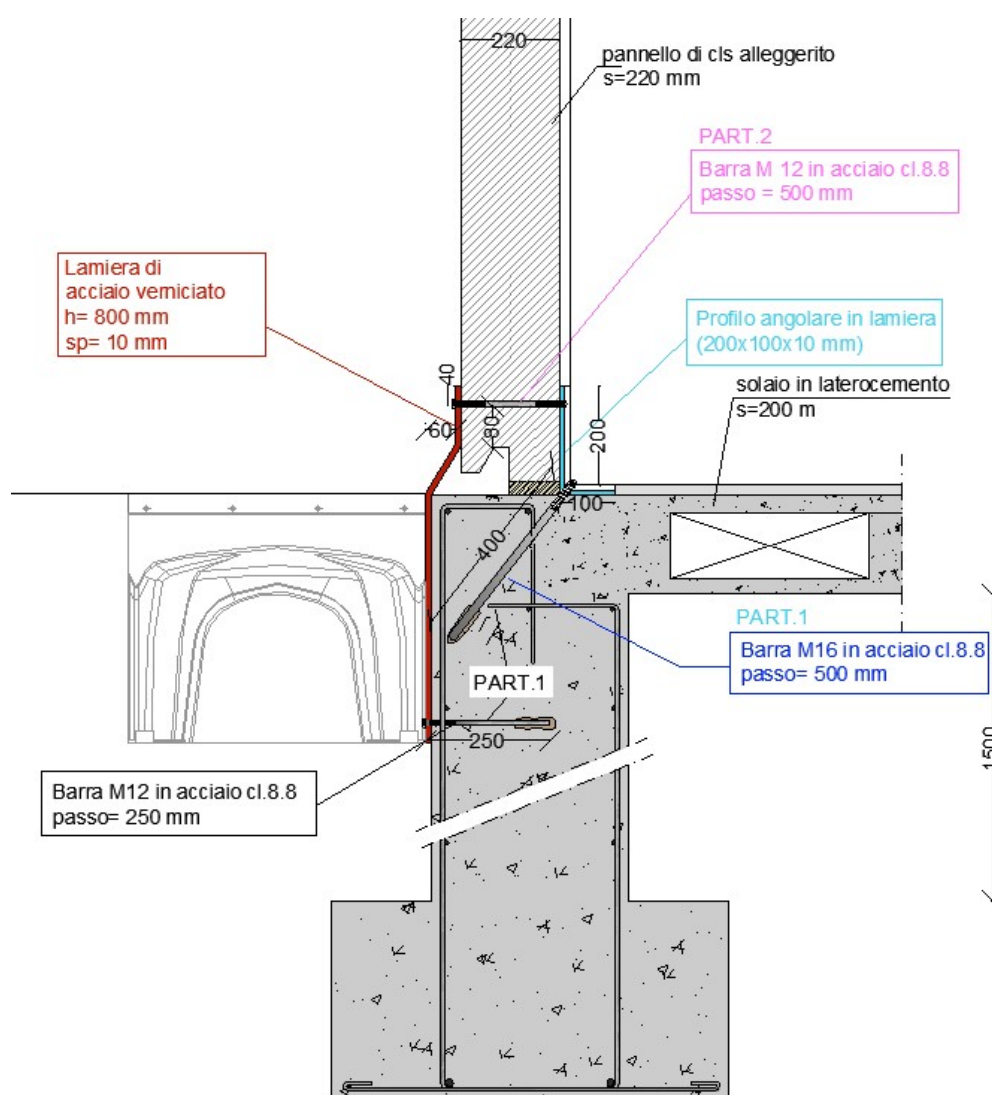


Figura 9- Intervento alla base dei pannelli prefabbricati

Si riporta nella seguente figura uno dei collegamenti previsti in testa ai pannelli.



CONCLUSIONI

A seguito della realizzazione degli interventi sopra descritti, la struttura incrementa di molto la sua rigidezza e affronta il sisma di progetto allo stato limite di danno manifestando spostamenti molto piccoli che in nessun punto superano il valore del 5 per mille dell'altezza interpiano. (Vedi capitolo "Spostamenti massimi" del fascicolo di calcolo). Di conseguenza si può affermare che l'indice di rischio della struttura post intervento sarà maggiore dell'unità.

$$IR_{SLD} > 1$$

Nei confronti dello stato limite di salvaguardia della vita, grazie ai collegamenti previsti, la struttura aumenta la sua resistenza per mezzo del contributo offerto dai pannelli che partecipano al contrasto dell'azione sismica. Essendo i pannelli molto più rigidi dei pilastri in acciaio, le azioni orizzontali sono quasi esclusivamente portate dai pannelli prefabbricati, si sollecitano quindi in maniera irrisoria i pilastri in acciaio.

Alla luce delle verifiche di resistenza effettuate sui collegamenti, sui pannelli, sulle travi, sui pilastri e in fondazione (vedi fascicolo di calcolo), si considera soddisfatta la verifica di adeguamento sismico anche nei confronti dello stato limite di salvaguardia della vita, per cui:

$$IR_{SLV} > 1$$

STATO LIMITE	INDICE DI RISCHIO PRE-INTERVENTO	INDICE DI RISCHIO POST-INTERVENTO
SLD	$IR_{SLD} = 0,18$	$IR_{SLD} > 1$
SLV	$IR_{SLV} = 0,06$	$IR_{SLV} > 1$

San Benedetto del Tronto, li 13 febbraio 2017

Il tecnico