



Amministrazione Provinciale di Livorno
Servizio Edilizia, Impianti e Manutenzione
Piazza del Municipio 4, 57100 Livorno



Immobile scolastico in via Calafati a Livorno
Servizi di ingegneria relativi alla verifica di vulnerabilità sismica
ed idoneità statica del fabbricato

Valutazione della Sicurezza



Responsabile della Commessa: Ing. Bruno PERSICHETTI

Responsabile dell'Attività: Ing. Myriam DI COSMO

Collaboratori:
Ing. Nicola DARDANO
Ing. Barbara BERRETTA
Ing. Giulio LOMBARDI

A.I.C.E. Consulting S.r.l. - Via G. Boccaccio, 20 - 56017 San Giuliano Terme (PI)
Tel. +39 050 8755011 - Fax +39 050 877017 - E-mail: info@aiceconsulting.it PEC: aiceconsulting@legalmail.it
Web: www.aiceconsulting.it P.I. 01149980508 - Iscr. Trib. n° 14352 - C.C.I.A.A. n° 103626 - Cap. Soc. € 100.000 i.v.



Titolo:

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
Stato Attuale

Commessa:	1204	Validato da RC:	BP	Data di emissione:	Corpo	Categoria	Elaborato	Numero
Attività:	VS	Verificato da RA:	MDC		Maggio 2019	A	ST	RTC
Pagine:	82	Redatto da:	MDC	Ultima revisione: 0				
File: 1204-VS-ST-RTC-R0.doc								

Proprietà intellettuale riservata di A.I.C.E. Consulting S.r.l. - Qualsiasi riproduzione non autorizzata del presente documento è vietata.

0	Maggio 2019	Prima emissione	MDC	MDC	BP
Revisione	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Validato

INDICE

1	PREMESSA.....	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	DESCRIZIONE DELLO STATO ATTUALE	6
3.1	Generalità e localizzazione	6
3.2	Descrizione generale	6
3.3	Organismo strutturale	7
3.4	Stato di conservazione e degrado	8
3.5	Storia tecnico-amministrativa.....	9
3.6	Documentazione di progetto.....	9
3.7	Norme impiegate per la redazione del progetto originario	10
3.8	Indagini eseguite sugli orizzontamenti	10
3.8.1	<i>Risultati della campagna di indagini eseguita nel 2016.....</i>	<i>10</i>
3.8.2	<i>Risultati delle prove di carico eseguite nel 2018.....</i>	<i>16</i>
3.9	Classificazione sismica attuale	16
3.10	Caratteristiche dei materiali esistenti e livelli di conoscenza	17
3.10.1	<i>Calcestruzzo e acciaio per calcestruzzi armati</i>	<i>17</i>
3.10.2	<i>Fattore di confidenza.....</i>	<i>17</i>
4	CARATTERISTICHE DELL'OPERA.....	17
4.1	Vita nominale, Classe d'uso e Periodo di riferimento dell'azione sismica [§ 2.4 NTC18]	17
5	DEFINIZIONE DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI SECONDO LA PROCEDURA DEL PROGETTO SIMULATO.....	20
5.1.1	<i>Principali fonti normative</i>	<i>20</i>
5.1.2	<i>Resistenze di calcolo dei materiali</i>	<i>21</i>
5.1.3	<i>Condizioni di carico e loro combinazioni</i>	<i>23</i>
5.1.4	<i>Sintesi dei risultati.....</i>	<i>23</i>
5.2	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE [§ 2.3 E § 8.3 NTC18].....	32
5.3	Criteri di verifica	32
5.3.1	<i>Generalità.....</i>	<i>32</i>
5.3.2	<i>Stati Limite in presenza di azioni sismiche.....</i>	<i>33</i>
5.3.3	<i>Quadro sinottico delle verifiche</i>	<i>33</i>
5.3.4	<i>Stati limite in assenza di sisma</i>	<i>34</i>
5.4	Obiettivi e metodi	34
6	DEFINIZIONE DELLE AZIONI [§ 3 NTC18].....	36
6.1	Carichi permanenti strutturali e non strutturali [§3.1.2 e §3.1.3 NTC18].....	36
6.1.1	<i>Peso proprio della struttura</i>	<i>36</i>
6.1.2	<i>Partizioni interne.....</i>	<i>36</i>
6.1.3	<i>Partizioni esterne</i>	<i>36</i>
6.1.4	<i>Azioni permanenti sui solai del piano rialzato, primo, secondo, terzo e copertura</i>	<i>37</i>
6.2	Sovraccarichi [§3.1.4 NTC18].....	37
6.3	Azione del vento [§3.3 NTC18]	38
6.4	Azione della neve [§3.4 NTC18].....	39
6.5	Azioni della temperatura [§3.5.5 NTC18]	40
6.6	Azioni sismiche [§3.2.3 NTC18].....	40
6.6.1	<i>Definizione dello spettro di risposta elastico</i>	<i>42</i>
6.6.2	<i>Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite di esercizio.....</i>	<i>42</i>
6.6.3	<i>Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite ultimi</i>	<i>43</i>

6.7	Condizioni di carico elementari.....	43
6.8	Combinazioni delle condizioni di carico elementari	44
7	METODI DI ANALISI.....	50
7.1	Analisi in presenza di azioni sismiche.....	50
7.1.1	Regolarità strutturale dell'edificio nello stato "attuale" [§7.2.1 NTC18]	50
7.1.2	Tipologia di struttura (non dissipativa) [NTC18 § 7.4.3]	54
7.1.3	Fattore di comportamento [§ 7.3.1 NTC18]	54
7.1.4	Considerazioni sugli orizzontamenti	55
7.1.5	Non linearità geometriche.....	55
8	MODELLAZIONE NUMERICA.....	56
8.1	Criteri di modellazione [NTC18, § 7.2.6].....	56
8.2	Codici di calcolo.....	56
8.3	Affidabilità dei codici utilizzati.....	57
8.4	Validazione dei codici utilizzati	57
8.4.1	Valutazione della correttezza dei modelli.....	57
8.5	Elenco dei modelli di calcolo	57
8.6	Informazione generali sull'elaborazione	58
8.6.1	Modalità di input e output	58
8.6.2	Unità di misura.....	58
8.6.3	Sistemi di riferimento	58
8.6.4	Vincoli interni ed esterni	58
8.6.5	Modellazione dei materiali.....	59
8.6.6	Elementi finiti	59
8.7	Risultati dell'analisi modale	59
8.7.1	Stato Attuale	59
9	VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI (STR)	65
9.1	Verifiche per SLV e SLU	65
9.1.1	Duttilità della costruzione e individuazione dei meccanismi fragili e duttili	65
9.1.2	Criteri di verifica.....	65
9.1.3	Resistenza di calcolo del calcestruzzo	65
9.1.4	Resistenza di calcolo dell'acciaio	66
9.1.5	Verifica a pressoflessione (travi e pilastri)	67
9.1.6	Verifica a taglio di elementi sprovvisti di armature trasversali apposite.....	71
9.1.7	Verifica a taglio di elementi provvisti di armature trasversali.....	71
9.1.8	Verifica dei nodi trave-colonna [§ C8.7.2.5 Circolare NTC18]	72
9.1.9	Verifiche della distanza tra costruzioni contigue [§ 7.2.1 NTC18].....	73
9.2	Verifiche per SLO	74
9.2.1	Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali.....	74
10	SINTESI DEI RISULTATI	75
10.1	Risultati dell'analisi	75
10.2	Domanda di PGA	75
10.3	Indicatori di rischio.....	76
11	CONCLUSIONI	78
11.1.1	Possibili interventi di adeguamento	79
12	OUTPUT GRAFICI DEL MODELLO FEM	82

1 PREMESSA

La presente relazione riporta in forma sintetica i risultati dello studio di **vulnerabilità e valutazione del rischio sismico** dell'Ex Istituto d'Istruzione Superiore Vespucci-Colombo sito in via Calafati n. 11, in adiacenza al porto mediceo, nel Comune di Livorno.

L'obiettivo dello studio riportato nella presente relazione è quello di illustrare le ipotesi generali poste alla base del calcolo, i metodi di analisi seguiti, le modellazioni strutturali effettuate e la sintesi dei risultati ottenuti ai fini della determinazione della vulnerabilità sismica.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si elencano di seguito i principali riferimenti normativi adottati per lo svolgimento dell'incarico ed, in particolare, per la redazione del presente documento.

- **Regio Decreto del 16 novembre 1939 n. 2229**, *Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato*
- **Circolare Ministero dei Lavori Pubblici – Consiglio Superiore, n. 1472 del 23 maggio 1957**, *Armature delle strutture in cemento armato*
- **D.M. LL.PP. 18 dicembre 1975**, Norme tecniche aggiornate relative all'edilizia scolastica, ivi compresi gli indici minimi di funzionalità didattica, edilizia ed urbanistica da osservarsi nella esecuzione di opere di edilizia scolastica.
- **D.P.R. 380/01**, *Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia*
- **D.M. LL.PP. 17 gennaio 2018**, **Norme tecniche per le costruzioni.**
- **Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 7 del 21 gennaio 2019**, *Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.*
- **Deliberazione di Giunta Regionale Toscana n. 431 del 19 giugno 2006** - Riclassificazione sismica del territorio regionale: Attuazione del D.M. 14.09.2005 e O.P.C.M. 3519 del 28.04.2006 pubblicata sulla G.U. dell'11.05.2006
- **Deliberazione GRT n. 421 del 26/05/2014**, *Aggiornamento della classificazione sismica regione*
- **Legge Regionale 16 ottobre 2009, n. 58**, *Norme in materia di prevenzione e riduzione del rischio sismico*
- **Legge Regionale 10 novembre 2014, n. 65**, *Norme per il governo del territorio*
- **Regione Toscana - Istruzioni di prevenzione sismica D.2.9:** *“Istruzioni Tecniche per la redazione degli elaborati progettuali degli interventi di prevenzione e riduzione del rischio sismico degli edifici pubblici strategici e rilevanti”.*
- **Valutazione edifici in cemento armato (VSCA) della Regione Toscana**, *“Criteri per lo svolgimento di indagini diagnostiche e saggi sulle strutture”*
- **Linee guida per la riduzione della vulnerabilità di elementi non strutturali arredi e impianti**, Dipartimento Protezione Civile – Giugno 2009
- **Linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni**, Dipartimento Protezione Civile e Reluis – Maggio 2010

3 DESCRIZIONE DELLO STATO ATTUALE

3.1 Generalità e localizzazione

L'ex complesso scolastico è ubicato in Via Calafati n.11, nel comune di Livorno (LI).

Le coordinate geografiche (ED50) risultano essere:

E 605254,08

N 4822456,66

Fuso 32

Altitudine= 3 m s.l.m.



Fig. 1 – Vista aerea dell'edificio

3.2 Descrizione generale

L'edificio oggetto del presente studio è un edificio a telai in c.a. Esso presenta forma planimetrica a "L" composta da un rettangolo principale di lati 26 m (ingresso su via Calafati) x 13.8 m sviluppato su quattro piani, cui si aggiunge un corpo rettangolare a due piani fuori terra di lati 13 x 10 m che ospitava la palestra. Al di sopra del quarto impalcato è presente anche un piccolo volume di accesso alla copertura dal vano scala.

L'edificio quindi ha 4 piani fuori terra e altezza sotto gronda di circa 14,20 m.

I primi due piani hanno una superficie di circa 460 m², mentre gli altri due (piano secondo e piano terzo) presentano una superficie di circa 340 m².

La struttura è costituita da telai in cemento armato unidirezionali (direzione Nord-Sud), collegati unicamente in corrispondenza dell'unico vano scala e da travi a veletta lungo il perimetro, fortemente degradate sul lato mare.

Dalla documentazione, elencata nel capitolo seguente, l'edificio posa su una platea. Questa circostanza spiegherebbe l'assenza di deformazioni differenziali e di lesioni.

L'edificio non ha un ascensore. Le scale sono realizzate con rampe in c.a. dello spessore di circa 8 cm sostenute da travi a ginocchio.

I solai sono realizzati in latero cemento con travetti ad interasse di 50 cm. Lo spessore complessivo è di 22 cm oltre a una "caldana" (non armata) di 3 cm sulla quale posa il sottofondo e la pavimentazione, generalmente in piastrelle di graniglia (tranne nella zona bagni).

3.3 Organismo strutturale

La struttura, come anticipato, è una struttura a telai piani longitudinali in c.a. costituiti da pilastri di sezione 35 cm x 35 cm al Piano Terra che diventano 30 cm x 30 cm ai restanti piani, collegati da travi ricalate di larghezza 15 cm e altezza 70 cm.

Oltre al collegamento offerto dal solaio, trasversalmente questi telai non beneficiano della presenza di travi di collegamento ad eccezione delle travi che "riquadra" il vano scale e dei collegamenti di bordo.

I telai longitudinali sostengono tutti i solai realizzati in latero cemento, con travetti ad interasse di 50 cm, alti 22 cm oltre a una "caldana" non armata di 3 cm.

Le armature dei telai sono barre lisce in acciaio dolce tipo Aq42.

Le rampe ed i pianerottoli delle scale sono in c.a. e poggiano su travi a ginocchio.

Le murature perimetrali sono del tipo "a doppia foderia" con intercapedine, realizzate con doppio paramento in blocchi forati di spessore 12 cm sull'esterno e 8 cm sul lato interno.

Internamente, le pareti sono realizzate con forati da 10 cm.

La fondazione è superficiale realizzata con una platea di spessore 25 cm nervata con travi estradossate di altezza 70 cm.

Le facciate esterne sono rivestite in travertino e listelli di cotto.

L'edificio risulta costruito in adiacenza ad un preesistente edificio a quattro piani ma separato da un giunto tecnico di dimensioni pari a 30 cm, sufficiente a scongiurare il rischio di martellamento. L'immagine seguente mostra l'edificio preesistente prima della costruzione della scuola.



Figura 2 – Immagine di repertorio dell’edificio adiacente (scattata in epoca anteriore all’edificazione dell’edificio oggetto dello studio)

Nel 2000 è stata realizzata, come struttura indipendente, una scala di sicurezza in acciaio sul retro dell’edificio, lato mare, dalla ditta *Metalmeccanica Catena s.n.c.* di Matera (Deposito n. 16200.LI.018/2000), su progetto del *dott. ing. Mauro Corbo*. La scala è stata regolarmente collaudata dal *dott. Ing Claudio Neri* in data 09/03/2001.

Essendo un’opera indipendente di classe III realizzata dopo il 1984, per essa non è necessaria una valutazione di sicurezza in conformità all’art. 2, comma 5 dell’OPCM 3274/2003.

3.4 Stato di conservazione e degrado

Non sono stati individuati quadri lesionativi degni di nota, da cui si deduce che l’edificio non presenta segni di sofferenza statica per cedimenti differenziali in fondazione.

Si segnala invece un diffuso stato di degrado delle armature di molte delle travi perimetrali, specie sul fronte mare con espulsione dei copriferri, ammaloramento che comunque non ne compromette la capacità portante.

I solai risultano in discrete condizioni di conservazione. Grazie agli scavi in fondazione in corso, per la manutenzione dell’impianto fognario, è stato possibile tuttavia rilevare alcuni fenomeni di sfondellamento nei solai in latero-cemento di calpestio del piano terra.

3.5 Storia tecnico-amministrativa

Da quanto appreso, la costruzione originaria dell'edificio (Corpo Principale - A) venne costruita come "Scuola Marittima E.N.E" all'inizio degli anni 70 del secolo scorso, dalla *Società Cooperativa La Colognola s.r.l.* di Livorno su progetto redatto in data **30/04/1963** dal *dott. Ing. F. Vagaggini* dell' *Ufficio Tecnico del Comune di Livorno*, approvato dal *Provveditorato Regionale alle OO.PP. per la Toscana* in data 17/12/1963 con D.P. n. 39595, registrato alla Corte dei Conti il 25/02/1964 al reg. 10, foglio n.157. Oltre al progetto principale, venne redatta sempre dall'Ufficio Tecnico del Comune di Livorno, una "perizia suppletiva e di variata distribuzione della spesa" in data 5/10/1968 approvata dal *Provveditorato Regionale alle OO.PP. per la Toscana* in data 29/5/1970 con D.P. n. 7865, registrato alla Corte dei Conti il 16/06/1970 al reg. 3, foglio n.10.

Direttore dei Lavori fu l'*Arch. Alessandro Cingolani* del Comune di Livorno. I lavori ebbero inizio il 01/02/1968 e termine il 5/12/1971.

A quell'epoca, erano gli Enti Pubblici dotati di un Ufficio Tecnico a provvedere all'approvazione e all'archiviazione dei progetti delle opere senza dover rivolgersi al Genio Civile o altro ufficio competente.

L'opera fu collaudata dal *dott. Ing. Lamberto Torchio*, Ingegnere Capo presso il Genio Civile di Grosseto in data 25/10/1973, presa visione della "licenza d'uso delle strutture in cemento armato" dell'edificio rilasciata dalla Prefettura di Livorno sulla base del verbale della *dott.ssa ing. A. Silvana Seller Ardisson*.

3.6 Documentazione di progetto

La ricerca archivistica e documentale ha permesso di reperire la seguente documentazione utile ai fini del conseguimento dello scopo del lavoro:

- 1) Documentazione di contabilità comprensiva del computo metrico estimativo, un libretto di contabilità ed il contratto di appalto.
- 2) **Progetto architettonico:**
 - a) *Relazione;*
 - b) *Relazione del progetto generale;*
 - c) *Pianta piano terra;*
 - d) *Pianta piano primo;*
 - e) *Pianta piano secondo;*
 - f) *Pianta piano terzo;*
 - g) *Dis. N° 1 – Planimetria generale e Ubicazione;*
 - h) *Dis. N° 4 – Prospetto a est, prospetto a ovest e sezioni;*
 - i) *Dis. N° 5 – Prospetto a sud, sezione A-B;*
 - j) *Autorizzazione di abitabilità n. 35 (datata 8 maggio 1972);*
 - k) *Immagine storica edificio adiacente.*
- 3) **Verbale di collaudo amministrativo (Ing. Lamberto Torchio):**
 - a) *Verbale, visita di collaudo e certificato di collaudo.*

4) Indagini strutturali

- a) *Indagini sullo stato di conservazione dell'intradosso dei solai (Ing. Carlo La Ferlita-23/05/2016);*
- b) *Collaudo scala antincendio;*
- c) *Report indagini strutturali (luglio 2018);*
- d) *Planimetria prove di carico (luglio 2018);*
- e) *Scheda di sintesi di livello 0 di edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico;*
- f) *Ispezione e Valutazione vibrazioni (2018);*
- g) *Relazioni tecniche di resoconto (Ing. Sassu);*
- h) *Certificato di ristrutturazione dei solai.*

5) Indagini geognostiche nell'area limitrofa

- a) Progetto di un nuovo pontile - porto mediceo andana degli anelli. Indagine geognostica;
- b) Calata Bengasi – ristrutturazione banchine. Relazione Geotecnica;
- c) Lavori di banchinamento e risanamento darsena Calafati Livorno. Indagine Geologico-Tecnica.

Successivamente è stata effettuata la ricerca presso altri Enti: Provveditorato alle OO.PP., Genio Civile ed Archivio di Stato, senza recuperare ulteriore documentazione.

Si è cercato anche di rintracciare l'Impresa esecutrice dei lavori ma attualmente, com'era prevedibile, essa non risulta più in attività.

3.7 Norme impiegate per la redazione del progetto originario

L'edificio è stato progettato negli anni '60 del secolo scorso, prima che il territorio del comune di Livorno fosse classificato in zona sismica (**D.M. 2 luglio 1980**).

Tutte le informazioni sui parametri meccanici e le ipotesi di calcolo, sono stati ipotizzati sulla base dei saggi effettuati e delle prescrizioni normative vigenti all'epoca di costruzione (**Regio Decreto 16 novembre 1939 n. 2229**).

Il metodo di verifica utilizzato per la progettazione è stato certamente quello alle “**tensioni ammissibili**”.

3.8 Indagini eseguite sugli orizzontamenti**3.8.1 Risultati della campagna di indagini eseguita nel 2016**

Nel mese di maggio del 2016, gli orizzontamenti dell'edificio sono stati sottoposti ad una campagna di indagini eseguita dalla ditta *Sicuring* di Firenze. Scopo dell'indagine era ricercare le cause di diffusi fenomeni di sfondellamento presenti nell'edificio e individuare gli eventuali rischi connessi.

L'indagine sugli orizzontamenti è stata svolta per fasi:

- *Screening preliminare con analisi termografica dei soffitti;*

- *Analisi visiva con rilievo dei dissesti e delle lesioni in atto (lesioni/cavillature/distacchi);*
- *Analisi costruttiva del solaio mediante l'esecuzione di micro-demolizioni o saggi diretti;*
- *Analisi del plafone tramite battitura manuale ed automatizzata (indagine sonica)*

Secondo quanto emerso dalle indagini l'edificio è caratterizzato da solai in laterocemento a travetti composti da pignatte affiancate e travetti.

Il rischio di dissesto è stato classificato generalmente “basso” ad eccezione di alcuni solai del primo e terzo piano per i quali il rischio è “alto” con dissesto in atto ed è riconducibile sia ad evidenti lesioni derivate da fenomeni di sfondellamento del laterizio sia a fenomeni di distacco d'intonaco per perdita di adesione.

La causa di tali fenomeni è in molti casi individuabile nell'inflessione differenziale dei pannelli di solaio in corrispondenza degli appoggi alle murature perimetrali e posti a cavallo dei tramezzi che dividono le aule. Un'altra causa è da ricercarsi nei problemi di infiltrazione in copertura che ha determinato corrosione nelle armature, rigonfiamento delle stesse e rottura del laterizio. Alcune situazioni locali potrebbero poi essere state innescate dal distacco dell'intonaco per perdita di adesione dovuta probabilmente alla mancanza di uno strato di aggrappo, e/o alla presenza di polvere sul supporto stesso al momento della realizzazione.

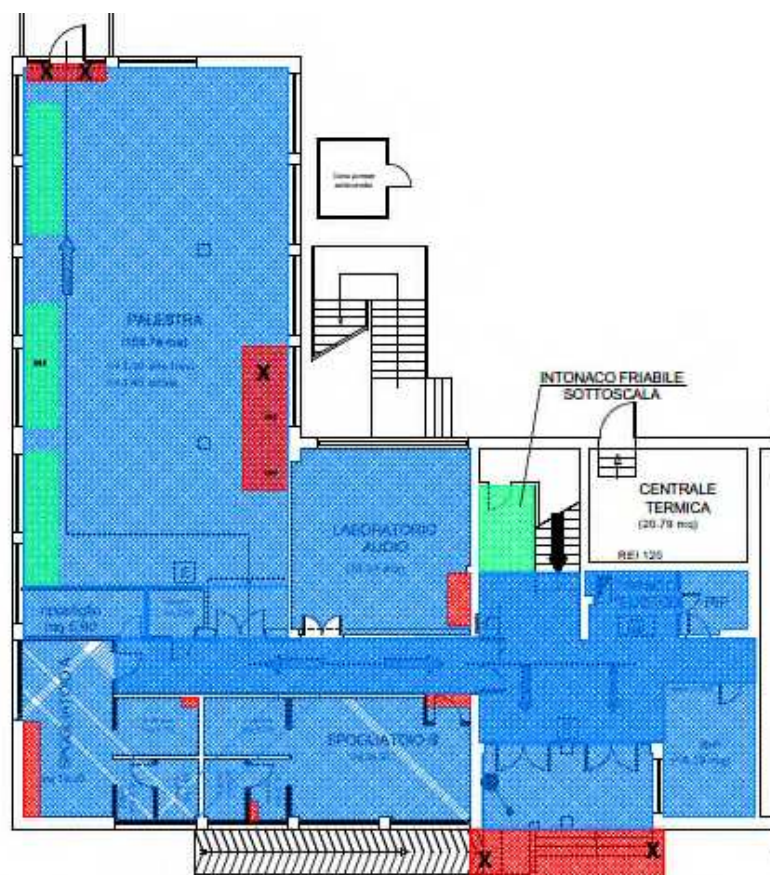


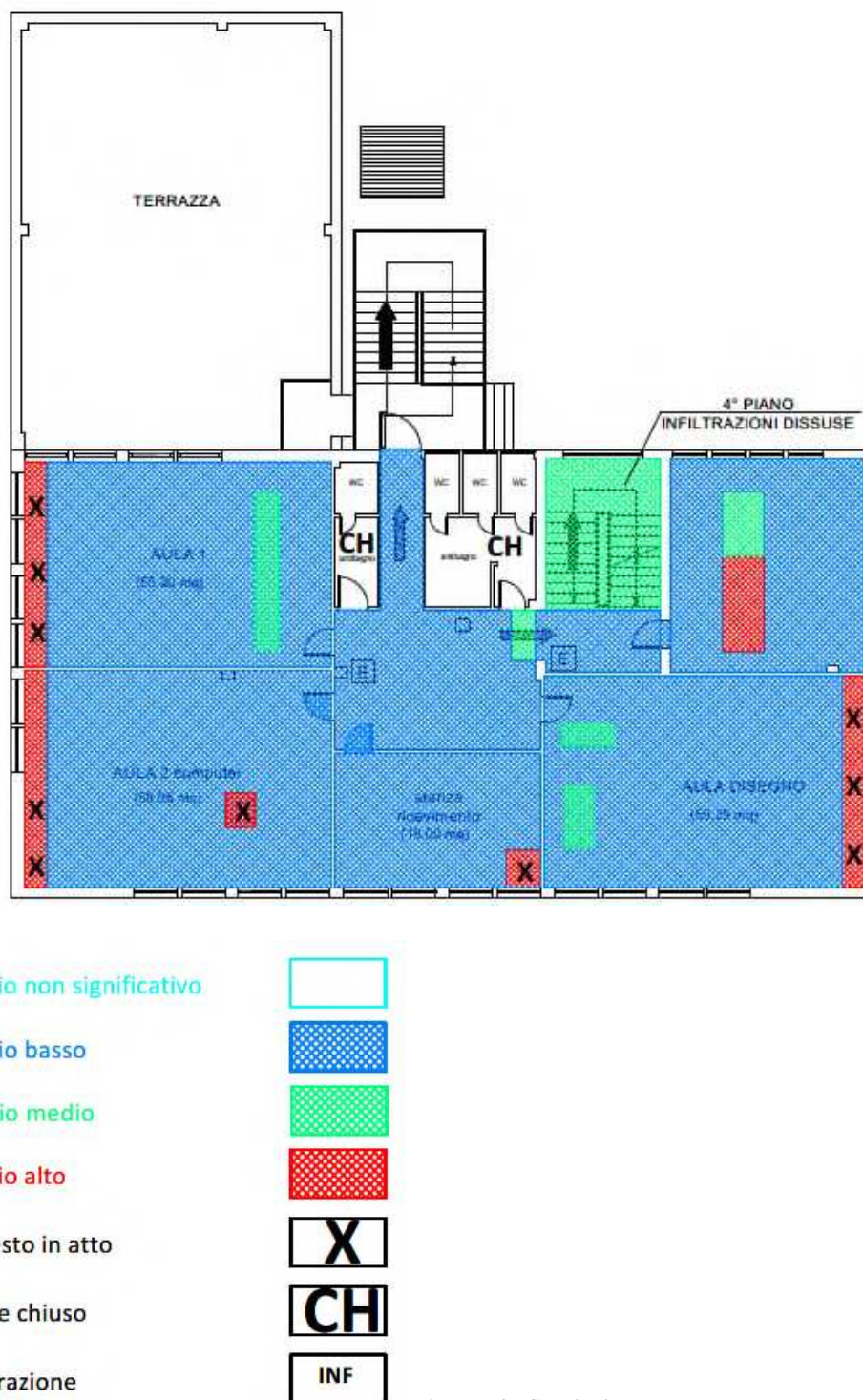
Figura 3 - Solai Piano Terra



Figura 4 – Solai Piano Primo



Figura 5- Solai Piano Secondo



Per maggiori dettagli e informazioni si rimanda al Report “*Indagini sullo stato di conservazione dell'intradosso dei solai*” datato 23 maggio 2016, a firma del dott. Ing. Carlo La Ferlita.

Sulla base di queste indagini è stato pianificato dall'ente gestore, un intervento di “messa in sicurezza” dei solai dal rischio di caduta dei detriti prodotti da un eventuale sfondellamento. Gli interventi si sono conclusi nel mese di dicembre 2018 e sono stati realizzati dalla ditta *Sicurtecto s.r.l.* di Cusano Milanino su progetto dell'ing. Marco

Gullotta. Essi sono costituiti nel posizionamento di controsoffitti in gessofibrato antisfondellamento denominati *SicurTECTO Basic* e *SicurTECTO Aquaboard* in aree particolari dell'edificio. Il sistema è composto da profili in acciaio zincato che vengono fissati ortogonalmente alle nervature portanti della struttura mediante tasselli meccanici e speciali supporti a scatto (cavalieri). Ai profili vengono avvitate le lastre in gesso fibrato.

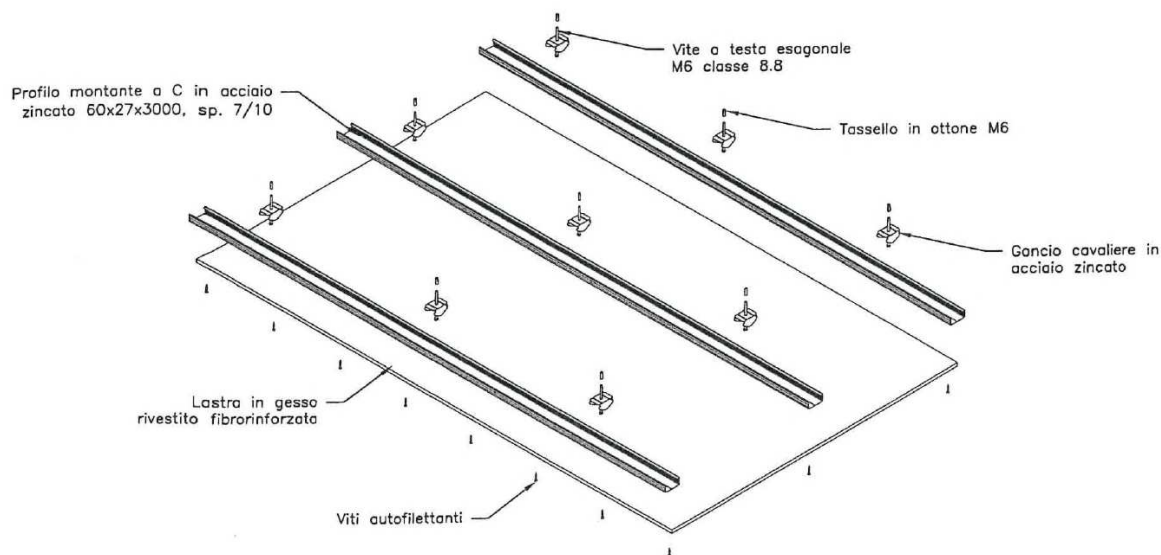


Figura 7 – Schema di montaggio del sistema *SicurTECTO*

Nelle immagini seguenti sono riportate le zone di intervento ai vari piani.

Com'era prevedibile le zone più estese riguardano il piano di copertura interessato dai maggiori fenomeni di escursione termica e degrado per infiltrazioni delle acque meteoriche.



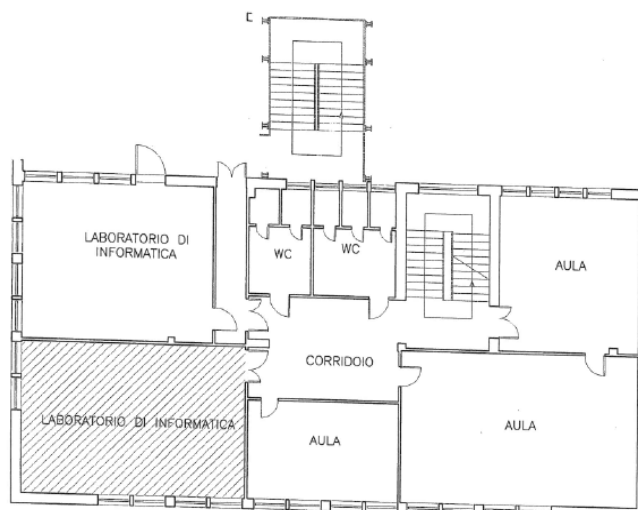
Figura 8 – Zone d'intervento *SicurTECTO* – Piano Terra



▨ ZONE DI INTERVENTO - SICURTECTO BASIC

▨ ZONE DI INTERVENTO - SICURTECTO AQUABOARD

Figura 9 – Zone d'intervento *SicurTECTO* – Piano Primo



▨ ZONE DI INTERVENTO - SICURTECTO BASIC

▨ ZONE DI INTERVENTO - SICURTECTO AQUABOARD

Figura 10 – Zone d'intervento *SicurTECTO* – Piano Secondo



Figura 11 – Zone d'intervento Sicurtecto – Piano Terzo

3.8.2 Risultati delle prove di carico eseguite nel 2018

Nel 2018 la provincia di Livorno ha commissionato alla società *Omega* di Savona, l'esecuzione di alcune prove di carico sui solai della scuola: una su un campo di solaio del piano primo di luce 5.98 m, la seconda su un campo di solaio al piano secondo di luce 6.19 m.

Le prove di carico sono state eseguite nel periodo 23-27 luglio del 2018 ed hanno dato risultati positivi sia in termini di deformabilità che di resistenza.

Per maggiori dettagli si rimanda al *Report Indagini Strutturali* datato 29 luglio 2018 a firma del geom. A. Betti e la *Relazione Interpretativa delle Prove di carico* del 30 luglio 2018 a firma dell'ing. Gianluca Damato.

3.9 Classificazione sismica attuale

La costruzione è sita in un territorio a lungo “non classificato” sismico. La prima classificazione risale al D.M. del 2 luglio 1980 (G.U. 12 agosto 1980 n. 220) che inserì il comune di Livorno in **zona 2** (S=9). Tale classificazione è stata in un primo momento confermata dalla zonizzazione proposta dall'OPCM del 2003 e declassata in **zona 3** dalla Regione nel 2006.

La Regione Toscana ha in fine, di recente aggiornato la classificazione sismica del suo territorio con Del. GRT n° 421 del 26.05.2014 confermando il comune di Livorno in **Zona 3**.

3.10 Caratteristiche dei materiali esistenti e livelli di conoscenza

Si riportano nel seguito le tipologie di materiali come desunti dalla campagna di indagini strutturali.

3.10.1 Calcestruzzo e acciaio per calcestruzzi armati

Per la caratterizzazione dei calcestruzzi adoperati sono state eseguite n.6 prove a compressione su campioni prelevati *in situ* e n.22 prove SonReb. Cautelativamente si è assunto un calcestruzzo di classe C20/25.

Tab. 1 – Valori di resistenza caratteristici dei materiali

Corpo	CALCESTRUZZO	ACCIAIO
A	$R_{ck} = 25 \text{ MPa}$	AQ42

3.10.2 Fattore di confidenza

Le disponibilità di informazioni ottenute con riferimento alla geometria, ai dettagli costruttivi e alle proprietà meccaniche dei materiali consentono di raggiungere i livelli di conoscenza e i fattori di confidenza illustrati nella tabella sottostante.

In particolare, la disponibilità delle tavole del progetto architettonico originario, la prova di carico eseguita sui solai nel 2018, la ripetitività delle strutture e la campagna di indagini diagnostiche eseguita in aprile 2019, ha consentito di raggiungere un elevato livello di conoscenza pari a LC2.

Tab. 2 – Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Corpo	LIVELLO DI CONOSCENZA	FATTORE DI CONOSCENZA FC
A	LC2	1.2

4 CARATTERISTICHE DELL'OPERA

4.1 Vita nominale, Classe d'uso e Periodo di riferimento dell'azione sismica [§ 2.4 NTC18]

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 3:

Tab. 3 - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Con riferimento alla tabella soprastante si evidenzia che, come indicato nelle circolari delle NTC, “ai sensi e per gli effetti del Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003 il carattere strategico di un’opera o la sua rilevanza per le conseguenze di un eventuale collasso, sono definiti dalla classe d’uso”, pertanto nel caso in esame la costruzione risulta ordinaria per la scelta della vita nominale.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:

Tab. 4 - Classificazione delle costruzioni

CLASSI D’USO	T_c^* [s]
Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso <i>III</i> o in Classe d’uso <i>IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso <i>IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d’uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d’uso C_U è definito, al variare della classe d’uso, come mostrato in Tab. 5.

Tab. 5 - Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSI D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0

Nel caso specifico si sono assunte le seguenti ipotesi:

Parametro	Valore
Classe d'uso	III
Vita nominale V_N	50 anni
Coefficiente d'uso C_U	1.5
Periodo di riferimento per l'azione sismica, $V_R = V_N \times C_U$	75 anni

5 DEFINIZIONE DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI SECONDO LA PROCEDURA DEL PROGETTO SIMULATO.

In assenza delle tavole esecutive del progetto strutturale è stato necessario eseguire un progetto “simulato”, al fine di completare il quadro relativo al quantitativo ed alla disposizione dell’armatura dei telai.

Il progetto simulato consiste nell’eseguire la progettazione dell’edificio secondo la pratica e normativa dell’epoca di realizzazione. La geometria è quella emersa dai rilievi e dalle indagini.

La validazione dello schema strutturale e dei carichi da adottare nell’esecuzione del progetto simulato è stata condotta confrontando i risultati ottenuti con i saggi effettuati.

Più nel dettaglio, per praticità rispetto alle analisi da svolgersi nel proseguo, è stato utilizzato un modello tridimensionale agli elementi finiti (lo stesso, per quanto riguarda la geometria, ma non le condizioni di carico, che sarà usato anche per le verifiche di vulnerabilità fatte sulla base della norma attuale).

L’utilizzo di uno schema tridimensionale in luogo della schematizzazione a “telai piani”, tradizionalmente utilizzata all’epoca di costruzione, non introduce errori significativi vista la quasi totale assenza di collegamenti trasversali e l’orditura “fissa” dei solai unidirezionali. Per dimostrare la bontà dello schema ci si è ricondotti a telai piani mediante l’introduzione di cerniere nelle poche travi ortogonali alla direzione considerata del sisma. Si è constatato che le sollecitazioni nei telai non cambiano in modo significativo.

I risultati del progetto simulato sono riportati nell’allegato RTC-01.

5.1.1 Principali fonti normative

Per il progetto simulato in accordo alle normative dell’epoca di progettazione si è fatto riferimento alla sotto elencata normativa (per le strutture originarie):

- **Verifiche:**

Regio Decreto 16 novembre 1939-XVIII n. 2229: “*Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice o armato*”.

- **Carichi sulle costruzioni:**

Nel caso specifico, poiché il progetto della costruzione risale al 1958 si fa riferimento alla edizione 71-75 del manuale degli ingegneri di Colombo del 1946 (tabella 1 paragrafo VI-27).

Vengono presi quindi in considerazione nel “progetto simulato” i seguenti sovraccarichi:

Azioni di servizio

scale e balconi:	400 kg/mq
sale riunioni:	400 kg/mq
locali vari (camerate, cucine):	300 kg/mq

Azioni ambientali

vento: 50 kg/mq per altezza dal suolo sino a 10 m;
100 kg/ma per altezza dal suolo da 10 a 50 m.

neve: 100 kg/mq

5.1.2 Resistenze di calcolo dei materiali

Il metodo utilizzato è stato senz'altro quello delle tensioni ammissibili.

5.1.2.1 Resistenza di calcolo a flessione, presso-flessione e taglio del calcestruzzo

Il citato **Regio Decreto 16 novembre 1939 n. 2229** prescriveva per i calcestruzzi una resistenza minima cubica a 28 giorni di stagionatura $\sigma_{r,28} = 120 \text{ kg/cm}^2$ per i conglomerati di cementi "normali", 160 kg/cm^2 per conglomerati con cementi "ad alta resistenza" od alluminosi (art.16).

La normativa dell'epoca prevedeva quanto sintetizzato nelle tabelle seguenti:

Tab. 6 – Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

	Conglomerato di cemento idraulico normale	Conglomerato di cemento alta resistenza]	Conglomerato controllato durante l'esecuzione	Conglomerati con $\sigma_{r,28} \geq 225$
$\sigma_{r,28} [\text{kg/cm}^2]$ resistenza a rottura minima per elementi semplicemente compressi	≥ 120	≥ 160	≥ 180	
$\sigma_c [\text{kg/cm}^2]$ tensione ammissibile del calcestruzzo per elementi semplicemente compressi	35	45	$\sigma_{r,28}/3 \leq 60$	
$\sigma_{r,28} [\text{kg/cm}^2]$ resistenza a rottura minima per elementi inflessi o pressoinflessi	≥ 120	≥ 160	≥ 225	
$\sigma_c [\text{kg/cm}^2]$ tensione ammissibile del calcestruzzo per elementi inflessi o pressoinflessi	40	50	$\sigma_{r,28}/3 \leq 75$	$75 + (\sigma_{r,28} - 225)/9$
$\tau_{c0} [\text{kg/cm}^2]$ tensione tangenziale max per elementi non armati a taglio	4	6		
$\tau_{c1} [\text{kg/cm}^2]$ tensione tangenziale max per elementi armati a taglio	14	16		
$\geq 50\%$ del taglio assorbito dalle staffe				
n coefficiente di omogeneizzazione	10	8 6 (cementi alluminosi)		

Tab. 7 – Caratteristiche meccaniche dell'acciaio da cemento armato

	ACCIAIO DOLCE (così detto ferro omogeneo)	ACCIAIO SEMIDURO	ACCIAIO DURO
f_t [kg/mm ²] resistenza a rottura per trazione armature principali	≥ 42 ≤ 50	≥ 50 ≤ 60	≥ 60 ≤ 70
f_y [kg/mm ²] tensione di snervamento armature principali	≥ 23	≥ 23	≥ 31
Allungamento di rottura	$\geq 20\%$	$\geq 16\%$	$\geq 14\%$
f_t [kg/mm ²] resistenza a rottura per trazione staffe	≥ 37 ≤ 45		
f_y [kg/mm ²] tensione di snervamento staffe	Nessun limite		
σ_{adm} [kg/cm ²] tensione ammissibile dell'acciaio	≤ 1400	≤ 2000	≤ 2000
Armatura minima pilastri	$0.8\% A_c$ se $A_c \leq 2000 \text{ cm}^2$ $0.5\% A_c$ se $A_c \geq 8000 \text{ cm}^2$ Interpolazione lineare se $2000 \text{ cm}^2 < A_c < 8000 \text{ cm}^2$		

Ai valori più elevati delle tensioni nelle armature la norma prescriveva più elevati carichi di rottura del cls:

$\sigma_{adm, acciaio} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ (acciaio dolce)	→	$\sigma_{r,28} \geq 160 \text{ kg/cm}^2$
$\sigma_{adm, acciaio} \leq 1800 \text{ kg/cm}^2$ (acciaio semiduro/duro-sezioni rettangolari)	→	$\sigma_{r,28} \geq 160 \text{ kg/cm}^2$
$\sigma_{adm, acciaio} \leq 1600 \text{ kg/cm}^2$ (acciaio semiduro/duro -sezioni T o speciali)	→	$\sigma_{r,28} \geq 160 \text{ kg/cm}^2$
$\sigma_{adm, acciaio} \leq 2000 \text{ kg/cm}^2$ (acciaio semiduro/duro-sezioni rettangolari)	→	$\sigma_{r,28} \geq 225 \text{ kg/cm}^2$
$\sigma_{adm, acciaio} \leq 1800 \text{ kg/cm}^2$ (acciaio semiduro/duro -sezioni T o speciali)	→	$\sigma_{r,28} \geq 160 \text{ kg/cm}^2$

Il carico assiale non poteva comunque superare metà del carico di snervamento.

5.1.2.2 Resistenza a trazione delle barre di acciaio

Si ipotizza l'uso di acciaio AQ42 con:

$$\sigma_{fd} = 1400 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{tensione ammissibile dell'acciaio}$$

5.1.2.3 Coefficiente di omogeneizzazione

In mancanza di una diretta determinazione sperimentale il **Regio Decreto del 16 novembre 1939 n. 2229** suggeriva (art.22) di utilizzare un coefficiente di omogeneizzazione E_f/E_c pari a 10 per i conglomerati di cemento normale, 8 per quelli con cementi ad alta resistenza e 6 per quelli di cemento alluminosi.

Nel nostro caso tale parametro si assume pari a 8.

5.1.3 Condizioni di carico e loro combinazioni

Per i carichi (oltre al peso proprio ed al permanente) sono stati certamente considerati in fase di progetto i carichi indicati nel **Regio Decreto –Legge 22 novembre 1937 n. 2105**.

5.1.3.1 Carichi gravitazionali simulato

Per i carichi permanenti sono stati utilizzati i valori riportati al §6.1.

5.1.3.2 Condizioni di carico

Le combinazioni di carico adottate prevedono:

Tab. 8. – Condizioni elementari di carico (CCE)

n. CCE	Nome	Descrizione
1	Peso proprio struttura e solai	<i>Peso proprio della struttura</i>
2	Permanenti portati	<i>Carichi permanenti portati</i>
3	Variabili scale	<i>Sovraccarichi accidentali</i>
4	Vento X	<i>Vento spirante in direzione longitudinale</i>
5	Vento Y	<i>Vento spirante in direzione trasversale</i>
6	Neve	<i>Neve sulla copertura</i>

Tab. 9. – Combinazioni delle condizioni elementari

N. Comb.	Tipo	N. CCE					
		1	2	3	4	5	6
1	TA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
2	TA	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00

5.1.4 Sintesi dei risultati

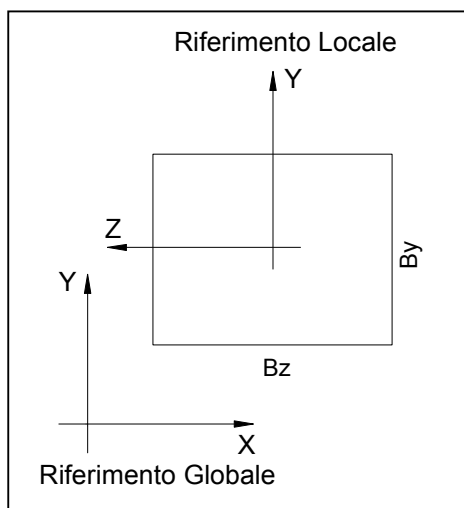
5.1.4.1 Verifica dei pilastri

Il progetto delle armature teoriche dei pilastri è stato condotto con il metodo delle tensioni ammissibili confrontando le tensioni di compressione massime per il calcestruzzo e le tensioni di trazione massime per l'armatura longitudinale con le rispettive tensioni ammissibili. Il calcolo delle tensioni è stato condotto con i metodi della statica del c.a. nell'ipotesi di sezione parzializzata, pressoflessione retta (non deviata) e ipotizzando una armatura doppia simmetrica sui lati contrapposti dei pilastri.

Successivamente è stato controllato che le armature ricavate dalla progettazione simulata (armature teoriche) fossero contenuti nei limiti minimi e massimi previsti dalla normativa dell'epoca di progettazione e inferiori o uguali a quelle rilevate nei saggi eseguiti in situ. Tale procedura ha consentito di "validare" le procedure e le ipotesi utilizzate per il progetto simulato delle armature.

Nel caso in esame l'estrema semplicità e ripetitività della struttura ha consentito inoltre di estendere i risultati dei saggi in modo sistematico.

Sistema di riferimento locale adottato:



Il calcolo del fabbisogno di armatura a presso-flessione e taglio (armatura teorica) e dell'armatura effettiva presumibilmente utilizzata per ogni elemento strutturale e per ogni sezione è riportato nell'allegato RTC-01. Nella tabella sottostante è riportato un riepilogo.

Tab. 10 - Carpenteria ed armature PILASTRI, desunta dai saggi e dal progetto simulato

PIANO TERRA				
Pilastro n.	Sezione	Reggistaffe	Ferri aggiuntivi	Staffe
2 3 5 6 8 9 14 15 16 17 18	35x35	2 Ø 16 (inf.) 2 Ø 16 (sup.)	1 Ø 14 (inf.) 1 Ø 14 (sup.)	Ø 6 p =20 cm
1 4	35x35	2 Ø 16 (inf.) 2 Ø 16 (sup.)	1 Ø 14 (inf.) 1 Ø 14 (sup.)	Ø 8 p =20 cm
7 19	35x35	2 Ø 16 (inf.) 2 Ø 16 (sup.)	1 Ø 16 (inf.) 1 Ø 16 (sup.)	Ø 8 p =20 cm
10 11	35x35	2 Ø 16 (inf.) 2 Ø 16 (sup.)	1 Ø 14 (inf.) 1 Ø 14 (sup.)	Ø 8 p =20 cm

13				
12 20 21 22	35x35	2 Ø 14 (inf.) 2 Ø 14 (sup.)	1 Ø 14 (inf.) 1 Ø 14 (sup.)	Ø 6 p =20 cm
PIANO PRIMO				
Pilastro n.	Sezione	Reggistaffe	Ferri aggiuntivi	Staffe
3 6	30x30	2 Ø 16 (inf.) 2 Ø 16 (sup.)	1 Ø 14 (inf.) 1 Ø 14 (sup.)	Ø 6 p =20 cm
1 4	30x30	2 Ø 16 (inf.) 2 Ø 16 (sup.)	1 Ø 14 (inf.) 1 Ø 14 (sup.)	Ø 8 p =20 cm
2 8 9 14 15 16 17 18	30x30	2 Ø 14 (inf.) 2 Ø 14 (sup.)	1 Ø 14 (inf.) 1 Ø 14 (sup.)	Ø 6 p =20 cm
5	30x30	2 Ø 16 (inf.) 2 Ø 16 (sup.)		Ø 6 p =20 cm
7 19	30x30	2 Ø 16 (inf.) 2 Ø 16 (sup.)	1 Ø 16 (inf.) 1 Ø 16 (sup.)	Ø 8 p =20 cm
10 11	30x30	2 Ø 14 (inf.) 2 Ø 14 (sup.)		Ø 8 p =20 cm
12 20 21 22	30x30	2 Ø 14 (inf.) 2 Ø 14 (sup.)		Ø 6 p =20 cm
13	30x30	2 Ø 16 (inf.) 2 Ø 16 (sup.)	1 Ø 14 (inf.) 1 Ø 14 (sup.)	Ø 8 p =20 cm
23	30x30	2 Ø 14 (inf.) 2 Ø 14 (sup.)	1 Ø 14 (inf.) 1 Ø 14 (sup.)	Ø 8 p =20 cm
PIANO SECONDO				
Pilastro n.	Sezione	Reggistaffe	Ferri aggiuntivi	Staffe
7 19	30x30	2 Ø 16 (inf.) 2 Ø 16 (sup.)	1 Ø 16 (inf.) 1 Ø 16 (sup.)	Ø 8 p =20 cm
8 9 14 15 16 17 18	30x30	2 Ø 14 (inf.) 2 Ø 14 (sup.)	1 Ø 14 (inf.) 1 Ø 14 (sup.)	Ø 6 p =20 cm
10 11	30x30	2 Ø 14 (inf.) 2 Ø 14 (sup.)		Ø 8 p =20 cm
12 20 21 22	30x30	2 Ø 14 (inf.) 2 Ø 14 (sup.)		Ø 6 p =20 cm
13	30x30	2 Ø 16 (inf.) 2 Ø 16 (sup.)	1 Ø 14 (inf.) 1 Ø 14 (sup.)	Ø 8 p =20 cm
23	30x30	2 Ø 14 (inf.) 2 Ø 14 (sup.)	1 Ø 14 (inf.) 1 Ø 14 (sup.)	Ø 8 p =20 cm
PIANO TERZO				
Pilastro n.	Sezione	Reggistaffe	Ferri aggiuntivi	Staffe

7 19	30x30	2 Ø 16 (inf.) 2 Ø 16 (sup.)	1 Ø 16 (inf.) 1 Ø 16 (sup.)	Ø 8 p =20 cm
8 9 14 15 16 17 18	30x30	2 Ø 14 (inf.) 2 Ø 14 (sup.)	1 Ø 14 (inf.) 1 Ø 14 (sup.)	Ø 6 p =20 cm
10 11	30x30	2 Ø 14 (inf.) 2 Ø 14 (sup.)		Ø 8 p =20 cm
12 20 21 22	30x30	2 Ø 14 (inf.) 2 Ø 14 (sup.)		Ø 6 p =20 cm
13	30x30	2 Ø 16 (inf.) 2 Ø 16 (sup.)	1 Ø 14 (inf.) 1 Ø 14 (sup.)	Ø 8 p =20 cm
23	30x30	2 Ø 14 (inf.) 2 Ø 14 (sup.)	1 Ø 14 (inf.) 1 Ø 14 (sup.)	Ø 8 p =20 cm

5.1.4.2 Verifica delle travi

Il progetto delle armature teoriche delle travi è stato condotto con il metodo delle tensioni ammissibili confrontando le tensioni di compressione massime per il calcestruzzo e le tensioni di trazione massime per l'armatura longitudinale con le rispettive tensioni ammissibili. Il calcolo delle tensioni è stato condotto con i metodi della statica del c.a. nell'ipotesi di sezione parzializzata, ipotizzando una armatura semplice.

Nei casi in cui le tensioni di compressione nel calcestruzzo superavano i valori ammissibili, è stata progettata una armatura anche in compressione per far rientrare nei limiti tali valori.

La progettazione delle armature a taglio è stata effettuata, nei casi in cui la tensione tangenziale nel calcestruzzo superava il valore di τ_{c0} , affidando lo sforzo di sconnessione sia alle staffe che ai ferri piegati.

Successivamente è stato controllato che le armature ricavate dalla progettazione (armature teoriche) soddisfino i limiti minimi e massimi previsti dalla normativa dell'epoca di progettazione.

Per validare le procedure e le ipotesi poste alla base del progetto simulato si è controllato che le armature "teoriche" restituite dal calcolo fossero minori (o uguali) a quelle rilevate attraverso i saggi.

Nella figura seguente è mostrato il sistema di riferimento locale adottato:

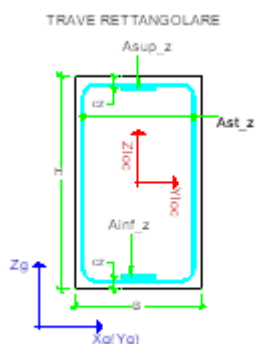


Figura 12- Riferimento assi locali travi

Il calcolo del fabbisogno di armatura a flessione e taglio (armatura teorica) e dell'armatura effettiva presumibilmente utilizzata per ogni elemento strutturale e per ogni sezione è riportato nell'allegato RTC-01. Nella tabella sottostante è riportato un riepilogo:

Tab. 11. Carpenteria ed armature travi, come da progetto simulato e saggi

PRIMO IMPALCATO							
Trave	Sezione	Mezzeria			Estremità		
		Ferri inferiori [cm ²]	Ferri superiori [cm ²]	Staffe	Ferri inferiori [cm ²]	Ferri superiori [cm ²]	Staffe
1 – 2 (beam 102)	15 x 70	4 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/20cm
4 – 5 (beam 110)	35x70	5 Ø 18	3 Ø 18 4 Ø 16	Ø 8/30cm	4 Ø 16	5 Ø 18 2 Ø 16	Ø 8/20cm
2 – 3 (beam 102)	15 x 70	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/30cm
5 – 6 (beam 110)	35x70	5 Ø 18	3 Ø 18 3 Ø 16	Ø 8/30cm	3 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/30cm
7 – 8 (beam 109)	35x70	3 Ø 18 3 Ø 20	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 20	5 Ø 18	Ø 8/20cm
8 – 9 (beam 109)	35x70	3 Ø 20	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 20	5 Ø 18	Ø 8/30cm
9 – 10 (beam 109)	15x70	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 20	5 Ø 18	Ø 8/20cm
10 – 11 (beam 109)	30x70	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 20	5 Ø 18	Ø 8/20cm
11 – 12 (beam 109)	15x70	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 20	5 Ø 18	Ø 8/20cm
13 – 14 (beam 107)	35x70	3 Ø 18 4 Ø 16	5 Ø 20	Ø 8/30cm	3 Ø 18 4 Ø 16	5 Ø 20	Ø 8/20cm

14 – 15 (beam 107)	35x70	3 Ø 18 3 Ø 16	5 Ø 20	Ø 8/30cm	3 Ø 18 3 Ø 16	5 Ø 20	Ø 8/30cm
15 – 16 (beam 107)	35x70	3 Ø 18 3 Ø 16	5 Ø 20	Ø 8/30cm	3 Ø 18 3 Ø 16	5 Ø 20	Ø 8/20cm
16 – 17 (beam 107)	35x70	3 Ø 18 3 Ø 16	5 Ø 20	Ø 8/30cm	3 Ø 18 3 Ø 16	5 Ø 20	Ø 8/20cm
17 – 18 (beam 107)	35x70	3 Ø 18 3 Ø 16	5 Ø 20	Ø 8/30cm	3 Ø 18 3 Ø 16	5 Ø 20	Ø 8/20cm
19 – 20 (beam 101)	15x70	5 Ø 18	6 Ø 18	Ø 8/30cm	5 Ø 18	6 Ø 18	Ø 8/20cm
20 – 21 (beam 101)	15x70	3 Ø 18	6 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18	6 Ø 18	Ø 8/20cm
21 – 22 (beam 101)	15x70	3 Ø 18	6 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18	6 Ø 18	Ø 8/20cm
22 – 23 (beam 101)	15x70	3 Ø 18	6 Ø 18	Ø 8/30cm	4 Ø 18	6 Ø 18	Ø 8/20cm
22 – 23 (beam 101)	15x70	3 Ø 18	6 Ø 18	Ø 8/30cm	4 Ø 18	6 Ø 18	Ø 8/20cm
19 – 13 (beam 103) 13 – 7 (beam 103) 7 – 4 (beam 103) 1 – 4 (beam 103)	15x70	3 Ø 16	5 Ø 16	Ø 8/30cm	3 Ø 16	5 Ø 16	Ø 8/30cm
9 – 6 (beam 104) 6 – 3 (beam 104)	15x70	3 Ø 10 1 Ø 16	5 Ø 16	Ø 8/30cm	3 Ø 10 3 Ø 16	5 Ø 16	Ø 8/30cm
23 – 18 (beam 106) 18 – 12 (beam 106)	50x25	6 Ø 18	4 Ø 18	Ø 8/30cm	6 Ø 18	6 Ø 18	Ø 8/30cm
16 – 10 (beam 105) 17 – 11 (beam 108)	70x30	5 Ø 16	5 Ø 16	Ø 8/30cm	6 Ø 16	5 Ø 16 3 Ø 18	Ø 8/20cm
SECONDO IMPALCATO							
Trave	Sezione	Mezzeria			Estremità		
		Ferri inferiori [cm²]	Ferri superiori [cm²]	Staffe	Ferri inferiori [cm²]	Ferri superiori [cm²]	Staffe
1 – 2 (beam 202)	15 x 70	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/30cm	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/20cm
4 – 5 (beam 210)	30x70	5 Ø 16	5 Ø 16	Ø 8/30cm	5 Ø 16	5 Ø 16	Ø 8/20cm
2 – 3 (beam 202)	15 x 70	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/30cm	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/30cm
5 – 6 (beam 210)	30x70	5 Ø 16	5 Ø 16	Ø 8/30cm	5 Ø 16	5 Ø 16	Ø 8/30cm
7 – 8 (beam 209)	30x70	3 Ø 18 2 Ø 20	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18 2 Ø 20	5 Ø 18	Ø 8/20cm
8 – 9 (beam 209)	30x70	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/30cm
9 – 10 (beam 209)	15x70	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/20cm

10 – 11 (beam 209)	30x70	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/20cm
11 – 12 (beam 209)	15x70	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/20cm
13 – 14 (beam 207)	30x70	2 Ø 18 5 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18 5 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/20cm
14 – 15 (beam 207)	30x70	1 Ø 18 5 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/30cm	1 Ø 18 5 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/30cm
15 – 16 (beam 207)	30x70	1 Ø 18 5 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/30cm	1 Ø 18 5 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/20cm
16 – 17 (beam 207)	30x70	1 Ø 18 5 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/30cm	1 Ø 18 5 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/20cm
17 – 18 (beam 207)	30x70	1 Ø 18 5 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/30cm	1 Ø 18 5 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/20cm
19 – 20 (beam 201)	15x70	4 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/30cm	4 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/20cm
20 – 21 (beam 201)	15x70	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/20cm
21 – 22 (beam 201)	15x70	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/20cm
22 – 23 (beam 201)	15x70	3 Ø 18	6 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/20cm
19 – 13 (beam 203) 13 – 7 (beam 203) 7 – 4 (beam 203) 1 – 4 (beam 203)	15x70	3 Ø 16	4 Ø 16	Ø 8/30cm	3 Ø 16	4 Ø 16	Ø 8/30cm
9 – 6 (beam 204) 6 – 3 (beam 204)	15x70	3 Ø 10 2 Ø 16	3 Ø 16	Ø 8/30cm	3 Ø 10 4 Ø 16	3 Ø 16	Ø 8/30cm
23 – 18 (beam 206) 18 – 12 (beam 206)	50x25	6 Ø 18	4 Ø 18	Ø 8/30cm	6 Ø 18	4 Ø 18	Ø 8/30cm
16 – 10 (beam 205) 17 – 11 (beam 208)	70x30	3 Ø 16	4 Ø 16	Ø 8/30cm	6 Ø 16	4 Ø 16 3 Ø 18	Ø 8/20cm
TERZO IMPALCATO							
Trave	Sezione	Mezzeria			Estremità		
		Ferri inferiori [cm²]	Ferri superiori [cm²]	Staffe	Ferri inferiori [cm²]	Ferri superiori [cm²]	Staffe
7 – 8 (beam 309)	15x70	3 Ø 18 1 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18 1 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/20cm
8 – 9 (beam 309)	15x70	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/30cm
9 – 10 (beam 309)	15x70	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/20cm
10 – 11 (beam 309)	30x70	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/20cm
11 – 12 (beam 309)	15x70	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/20cm

13 – 14 (beam 307)	30x70	2 Ø 18 5 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18 5 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/20cm
14 – 15 (beam 307)	30x70	1 Ø 18 5 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/30cm	1 Ø 18 5 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/30cm
15 – 16 (beam 307)	30x70	1 Ø 18 5 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/30cm	1 Ø 18 5 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/20cm
16 – 17 (beam 307)	30x70	1 Ø 18 5 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/30cm	1 Ø 18 5 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/20cm
17 – 18 (beam 307)	30x70	1 Ø 18 5 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/30cm	1 Ø 18 5 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/20cm
19 – 20 (beam 301)	15x70	4 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/30cm	4 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/20cm
20 – 21 (beam 301)	15x70	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/20cm
21 – 22 (beam 301)	15x70	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/20cm
22 – 23 (beam 301)	15x70	3 Ø 18	6 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18	5 Ø 18	Ø 8/20cm
19 – 13 (beam 303) 13 – 7 (beam 303)	15x70	3 Ø 16	5 Ø 16	Ø 8/30cm	3 Ø 16	5 Ø 16	Ø 8/30cm
23 – 18 (beam 306) 18 – 12 (beam 306)	50x25	6 Ø 18	3 Ø 18	Ø 8/30cm	6 Ø 18	6 Ø 18	Ø 8/30cm
16 – 10 (beam 305) 17 – 11 (beam 308)	70x30	4 Ø 16	5 Ø 16	Ø 8/30cm	4 Ø 16	6 Ø 16	Ø 8/20cm
QUARTO IMPALCATO							
Trave	Sezione	Mezzeria			Estremità		
		Ferri inferiori [cm²]	Ferri superiori [cm²]	Staffe	Ferri inferiori [cm²]	Ferri superiori [cm²]	Staffe
7 – 8 (beam 409)	15x70	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/30cm	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/20cm
8 – 9 (beam 409)	15x70	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/30cm	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/30cm
9 – 10 (beam 409)	15x70	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/30cm	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/20cm
10 – 11 (beam 409)	30x70	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/30cm	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/20cm
11 – 12 (beam 409)	15x70	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/30cm	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/20cm
13 – 14 (beam 407)	30x70	5 Ø 16	5 Ø 16	Ø 8/30cm	5 Ø 16	5 Ø 16	Ø 8/20cm
14 – 15 (beam 407)	30x70	5 Ø 16	5 Ø 16	Ø 8/30cm	5 Ø 16	5 Ø 16	Ø 8/30cm
15 – 16 (beam 407)	30x70	5 Ø 16	5 Ø 16	Ø 8/30cm	5 Ø 16	5 Ø 16	Ø 8/20cm

16 – 17 (beam 407)	30x70	5 Ø 16	5 Ø 16	Ø 8/30cm	5 Ø 16	5 Ø 16	Ø 8/20cm
17 – 18 (beam 407)	30x70	5 Ø 16	5 Ø 16	Ø 8/30cm	5 Ø 16	5 Ø 16	Ø 8/20cm
19 – 20 (beam 401)	15x70	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/30cm	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/20cm
20 – 21 (beam 401)	15x70	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/30cm	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/20cm
21 – 22 (beam 401)	15x70	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/30cm	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/20cm
22 – 23 (beam 401)	15x70	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/30cm	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/20cm
19 – 13 (beam 403) 13 – 7 (beam 403)	15x70	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/30cm	4 Ø 14	4 Ø 14	Ø 8/30cm
23 – 18 (beam 406) 18 – 12 (beam 406)	50x25	3 Ø 18	3 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 18	3 Ø 18	Ø 8/30cm
16 – 10 (beam 405) 17 – 11 (beam 408)	70x30	3 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/30cm	3 Ø 16	5 Ø 18	Ø 8/20cm

5.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE [§ 2.3 E § 8.3 NTC18]

La valutazione della sicurezza viene eseguita mediante il metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale viene verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{ki} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza.

In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

Per la sicurezza di opere e sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nei relativi paragrafi.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni come indicato nel § 2.5.3 delle NTC, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

5.3 Criteri di verifica

Le opere strutturali verranno verificate:

- a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

5.3.1 Generalità

Si definisce *stato limite (SL)* uno stato superato il quale la struttura (o uno dei suoi elementi costitutivi) non è più in grado di soddisfare i requisiti richiesti dalla sua destinazione d'uso (secondo gli standard della nuova normativa sismica).

La valutazione del livello di sicurezza strutturale è svolta conducendo le verifiche nei riguardi degli *stati limite ultimi (SLU)* e degli *stati limite di esercizio (SLE)*. In presenza di sisma, inoltre, si considerano ulteriori stati limite, le cui definizioni sono date nel seguito. Gli specifici stati limite da sottoporre a verifica sono indicati dalla vigente normativa in considerazione del tipo di struttura e di materiali in esame.

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.

5.3.2 *Stati Limite in presenza di azioni sismiche*

Poiché la costruzione in oggetto è un edificio in cemento armato, che ricade in zona dichiarata sismica, agli stati limite sopra considerati se ne aggiungono altri prescritti dalle norme vigenti allo scopo di assicurare che in caso di evento sismico sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile.

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):

A seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Stato Limite di salvaguardia della Vita (stato limite ultimo – SLV)

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;

Stato limite di Danno (stato limite di servizio – SLD)

A seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Stato Limite di Operatività (stato limite di servizio – SLO):

A seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

5.3.3 *Quadro sinottico delle verifiche*

Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

Nel caso in esame le verifiche agli SLU verranno condotte per SLV mentre quelle agli SLE verranno condotte solo per SLO in termini di contenimento del danno degli elementi non strutturali (vedi Tab. C.7.1.I circolare NTC).

Per garantire il rispetto degli Stati Limite Ultimi e di Esercizio occorre effettuare diverse verifiche di sicurezza. Ciascuna di esse garantisce, per ogni Stato Limite, quindi per il corrispettivo livello di azione sismica, il raggiungimento di una data prestazione da parte della costruzione nel suo complesso.

Le verifiche di sicurezza effettuate per la struttura in esame risultano:

SLO

- Contenimento del danno degli elementi non strutturali

SLV

- Resistenza delle strutture
- Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali

5.3.4 Stati limite in assenza di sisma

Stati Limite Ultimi

Gli *stati limite ultimi (SLU)* sono associati al collasso della struttura, o di sue parti, oppure ad altre forme simili di guasto strutturale. Generalmente, gli SLU riguardano la sicurezza delle persone e della struttura.

Nel caso in esame sono stati considerati i seguenti SLU:

1. raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti;
2. raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
3. instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

5.4 Obiettivi e metodi

Per valutare il livello di sicurezza del complesso in oggetto, è stato eseguito il calcolo strutturale allo scopo di stabilire, attraverso un procedimento quantitativo, se la costruzione sia in grado o meno di resistere alle azioni cui è, o potrà essere, sottoposto durante la sua vita utile, compatibilmente con i requisiti di esercizio ed in modo che ne sia assicurata la durabilità.

Il calcolo è stato condotto attraverso le seguenti fasi:

1) schematizzazione del problema strutturale:

- definizione delle azioni agenti su ciascuna costruzione, ivi compresa quella sismica, in considerazione di: destinazione d'uso, esigenze funzionali, ubicazione geografica, zonizzazione sismica, suolo di fondazione, esigenze del Committente etc.;
- definizione degli stati limite da sottoporre a verifica;

2) definizione dei modelli di calcolo:

- modellazione della struttura, dei vincoli e dei materiali;
- modellazione delle azioni;

3) analisi del modello col metodo degli elementi finiti:

- analisi elastica lineare per i azioni non sismiche;
- analisi dinamica lineare con spettro di risposta in presenza di azioni sismiche;
- 4) controllo dei risultati e verifiche di resistenza:**
 - controllo generale dei risultati del calcolo e confronto dei singoli risultati con calcoli eseguiti con metodi alternativi;
 - verifiche di sicurezza degli elementi strutturali;
 - controllo della compatibilità degli spostamenti;
 - verifiche relative agli elementi non strutturali.

6 DEFINIZIONE DELLE AZIONI [§ 3 NTC18]

6.1 Carichi permanenti strutturali e non strutturali [§3.1.2 e §3.1.3 NTC18]

6.1.1 *Peso proprio della struttura*

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei materiali vengono assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati sotto:

- 25.00 kN/m ³	peso di volume per il calcestruzzo armato;
- 15.00 kN/m ³	peso di volume per la muratura di mattoni semipieni
- 78.50 kN/m ³	peso di volume per l'acciaio

6.1.2 *Partizioni interne*

Le partizioni interne che separano le varie aule nello "Stato Attuale" sono realizzate da tramezzature in mattoni in laterizio forato singolo ed intonaco su entrambe le facce:

-a) Partizione interna in laterizio forato sp. 8 cm:

blocchi di laterizio forato, sp. 8 cm:	0.56 kN/m ²
intonaco (1 cm per lato):	0.40 kN/m ²
	Totale: 0.96 kN/m²

Il peso della partizione risulta per una altezza interna di circa 3.00 m, pari a 2.88 kN/m.

Tale carico è stato applicato ai solai come carico distribuito pari a 1.2kN/m².

6.1.3 *Partizioni esterne*

Le partizioni esterne sono realizzate a doppia fodera ovvero da due tramezzature in laterizio forato, ed intonaco su entrambe le facce, separati da un'intercapedine d'aria. Per esse è stato considerato un carico distribuito pari a:

-a) Partizione esterne (2 pareti di mattoni forati separati da intercapedine d'aria):

blocchi di laterizio forato, sp. 8 cm:	0.6 kN/m ²
blocchi di laterizio forato, sp. 12 cm:	0.9 kN/m ²
intonaco interno (2 cm):	0.40 kN/m ²
intonaco esterno (3 cm):	0.60 kN/m ²
	Totale: 2.5 kN/m²

6.1.4 Azioni permanenti sui solai del piano rialzato, primo, secondo, terzo e copertura

I solai dell'edificio sono solai in latero-cemento di luci prossime a 6 m, a travetti e pignatte ad interassi 50 cm. L'altezza del solaio è 25 cm: 22 cm la nervatura + 3 cm di caldana non armata. Le nervature hanno larghezza di 7.5 cm e risultano armate con 2 ϕ 8 + 1 ϕ 12 secondo quanto rilevato dalla società Omega di Savona.

Per il dettaglio delle indagini si rimanda al *Report Indagini Strutturali* datato 29 luglio 2018 a firma del geom. A. Betti e la *Relazione Interpretativa delle Prove di carico* del 30 luglio 2018 a firma dell'ing. Gianluca Damato.

Di seguito si riportano i carichi permanenti "strutturali" e "non strutturali" relativi a tutti gli orizzontamenti:

1) Solaio Tipo

Designazione solaio: Solaio Aule			
Id solaio:	S1		
Tipologia:	Solai in latero cemento a travetti in c.a. posti ad interasse 50 cm (altezza 22+3 cm).		
Ubicazione:	piano rialzato, primo, secondo e terzo		
Destinazione:	aule e corridoi		
	Peso proprio solaio	3.00	kN/m ²
	Totale Permanenti strutturali	3.00	kN/m²
	Pavimento + sottofondo (s=5 cm, $\gamma=20$ kN/m ³)	1.00	kN/m ²
	Incidenza divisori	1.00	kN/m ²
	Totale Permanenti non strutturali	2.00	kN/m²
	Totale Permanenti	5.00	kN/m²

6.2 Sovraccarichi [§3.1.4 NTC18]

I carichi variabili considerati sono:

- Ambienti suscettibili di affollamento,

scuole (Cat. C1)

accidentale distribuito (su proiezz. orizzontale)	$q_k = 3.00$ kN/m ²
verticale concentrato	$Q_k = 3.00$ kN
carico orizzontale lineare	$Q_k = 1.00$ kN/m

- Balconi, ballatoi e scale comuni

accidentale distribuito (su proiezz. orizzontale)	$q_k = 4.00$ kN/m ²
verticale concentrato	$Q_k = 4.00$ kN
carico orizzontale lineare	$Q_k = 2.00$ kN/m

- Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione (Cat. H1)

accidentale distribuito	$q_k = 0.50$ kN/m ²
verticale concentrato	$Q_k = 1.20$ kN
carico orizzontale lineare	$Q_k = 1.00$ kN/m

6.3 Azione del vento [§3.3 NTC18]

L'azione del vento calcolata secondo il DM del 17/01/18 in funzione dell'altezza al suolo z risulta data dalla seguente espressione:

$$p(z) = q_r \cdot c_e(z) \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

q_r è la pressione cinetica di riferimento pari a $0,5 \cdot \rho \cdot v_r^2$

v_r è la velocità di riferimento del vento pari a $v_b \cdot c_r$

$c_e(z)$ è il coefficiente di esposizione funzione della categoria di esposizione del sito e del coefficiente di tipografia c_t pari a :

$$c_e(z) = k_r \cdot c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \text{ per } z < z_{min}$$

c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Per edifici ricorrenti di forma regolare non eccedenti gli 80 m di altezza può essere assunto cautelativamente pari ad 1.

La velocità di riferimento v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

Nel caso in esame per la **zona 3** che comprende la Regione Toscana si ha:

$$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 500 \text{ m}$$

$$k_s = 0.037 \text{ 1/s}$$

$$c_a = 1 \quad \text{per} \quad a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s(a_s/a_0 - 1) \quad \text{per} \quad a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

- classe di rugosità: **D** aree prive di ostacoli (mare e relativa fascia costiera entro 2 km dalla costa)

- categoria di esposizione: **I** (mare e relativa fascia costiera entro 2 km dalla costa)

$$k_r = 0,17$$

$$z_0 = 0,01 \text{ m}$$

$$z_{min} = 2,0 \text{ m}$$

$$c_t(z) = 1,0$$

coefficiente di topografia

$$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3 \text{ è la densità dell'aria}$$

$$c_e(z_{min}) = 1,88$$

$$c_{p+} = +0,80$$

coefficiente di forma per parete sopravvento

$$c_p = -0,40$$

coefficiente di forma per parete sottovento

Tab. 12 – Pressioni del vento agente sul corpo Aule (Corpo A)

Piano	quota [m]	Pressione sopravento [kN/mq]	Pressione sottovento [kN/mq]
I	3.3	0.78	0.39
II	6.6	0.92	0.46
III	9.9	1.00	0.50
IV	13.2	1.07	0.53

Per questo edificio tale azione è stata trascurata essendo di entità minore rispetto al sisma e mai con essa contemporanea.

6.4 Azione della neve [§3.4 NTC18]

Il carico neve sulla copertura è stato valutato con la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²] per un periodo di ritorno di 50 anni;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo § 3.4.5;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

Il carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

- Per le coperture ad una falda piane o inclinate si assume:

$$\mu_i = 0.80 \text{ per } 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ;$$

$$\mu_i = 0.80 + (60 - \alpha)/30 \text{ per } 30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ;$$

$$\mu_i = 0 \text{ per } \alpha \geq 60^\circ;$$

Nel caso in esame la costruzione è sita nel comune di Livorno, quindi in **Zona III** ad una altitudine di 0 m sul livello del mare si ha:

$$q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2 \text{ per } a_s < 200 \text{ m}$$

$C_E = 0.9$ Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti

$$C_t = 1$$

$$\mu_i = 0.80 \text{ (} 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \text{)}$$

$$q_s = 0.48 \text{ kN/m}^2;$$

6.5 Azioni della temperatura [§3.5.5 NTC18]

Nel caso in esame la temperatura non costituisce una azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura, quindi secondo quanto stabilito dalle NTC si assume una variazione uniforme di temperatura pari a:

$$\Delta T_u = \pm 15^{\circ}\text{C} \text{ strutture in c.a. esposte}$$

A favore di sicurezza tutte le strutture sono state considerate “esposte” al fine di massimizzare gli effetti termici.

6.6 Azioni sismiche [§3.2.3 NTC18]

L'azione sismica sulla struttura in esame è caratterizzata da due componenti traslazionali X e Y nel piano orizzontale, tra loro ortogonali, considerate tra loro indipendenti.

L'azione sismica in direzione verticale non viene presa in considerazione poiché non significativa per la struttura in esame.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (suolo di categoria **A** quale definita al § 3.2.2 delle NTC), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nella Tab. 13, nel periodo di riferimento V_R definito in 4.1.

Tab. 13 – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale.

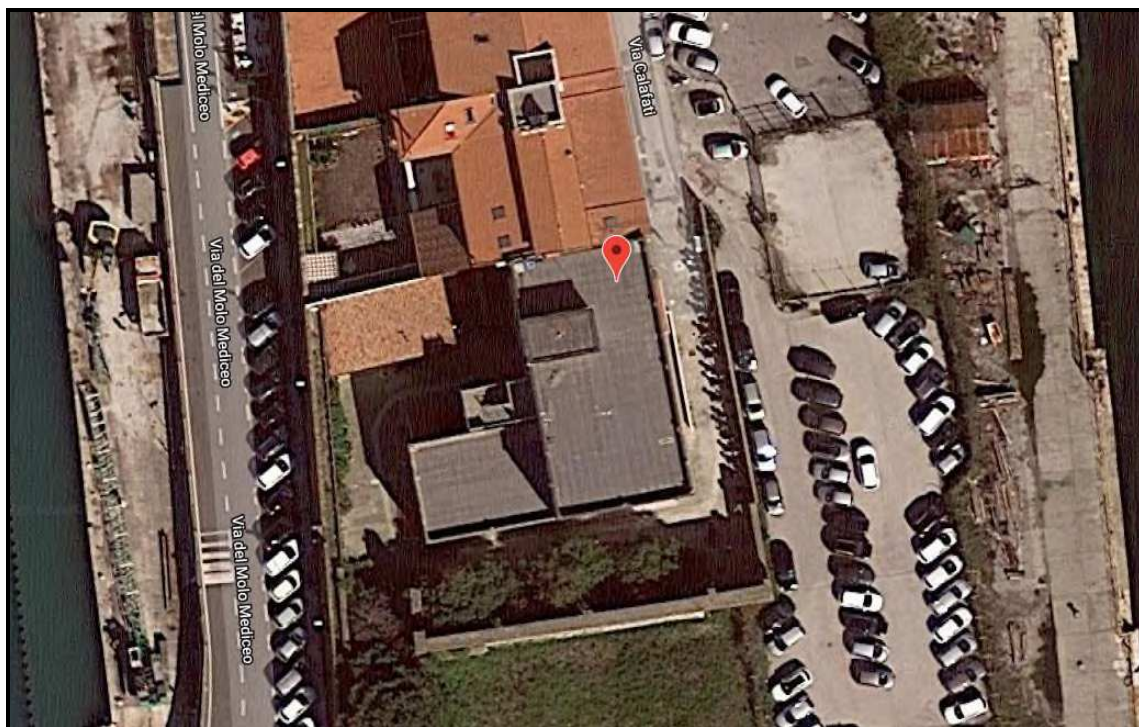


Figura 13 – Localizzazione del complesso scolastico

Le coordinate geografiche utilizzate dal software di calcolo *ModeSt 8.19* per la localizzazione del complesso nel sistema **WGS84** sono:

Latitudine del sito (WGS84):	43.54774856
Longitudine del sito (WGS84):	10.30296420

Le equivalenti coordinate geografiche utilizzate dalla routine ministeriale Spettri – NTC ver.1.03 nel sistema **ED50** sono:

Latitudine del sito (ED50):	43.549508
Longitudine del sito (ED50):	10.304041

Classe d'uso:	III
Vita nominale, V_N :	50 anni
Coefficiente d'uso (edificio rilevante), C_U :	1.5
Periodo di riferimento, $V_R = V_N \times C_U$:	75 anni
Categoria suolo	C
Categoria topografica	T1

si ha per gli stati limite da verificare:

Tab. 14 – Parametri di pericolosità sismica del sito

Stati limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_0	T_{C^*} [s]
Operatività (SLO)	45	0.039	2.580	0.228
Danno (SLD)	75	0.050	2.538	0.249
Salvaguardia Vita (SLV)	712	0.127	2.467	0.273
Collasso (SLC)	1462	0.159	2.485	0.280

dove:

T_r periodo di ritorno in anni avente una probabilità di superamento P_{VR} (definita in Tab. 13) nel periodo V_r definito in 4.1;

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_{C^*} periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

6.6.1 Definizione dello spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Per la definizione dello spettro si è assunto:

Caratteristiche del sito:

categoria suolo

C (vedi relazione geologica)

categoria topografica

T1 (vedi relazione geologica)

6.6.2 Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite di esercizio

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata.

6.6.3 Definizione dello spettro di progetto per gli stati limite ultimi

Ai fini della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovrarresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule dello spettro elastico η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura definito nei paragrafi successivi.

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2 a_g$.

6.7 Condizioni di carico elementari

Nell'ambito della presente analisi, sono state considerate le condizioni elementari di carico descritte nella Tabella che segue:

Tab. 15 – Condizioni elementari di carico (CCE) per il modello CORPO A

n. CCE	Nome	Descrizione
1	Peso proprio struttura e solai	<i>Carichi permanenti strutturali</i>
2	Permanent portati	<i>Carichi permanenti non strutturali</i>
3	Tamponamenti esterni	<i>Carichi permanenti non strutturali</i>
4	Vento X	<i>Variabili Vento</i>
5	Vento Y	<i>Variabili Vento</i>
6	Neve	<i>Neve sulle coperture</i>
7	Variabili scuole, cat. C1 scacchiera 1	<i>Carichi variabili per ambienti suscettibili di affollamento</i>
8	Variabili scuole, cat. C1 scacchiera 2	<i>Carichi variabili per ambienti suscettibili di affollamento</i>
9	Variabili coperture, cat. H1 scacchiera 1	<i>Variabile coperture praticabili per sola manutenzione cat.H1</i>
10	Variabili coperture, cat. H1 scacchiera 2	<i>Variabile coperture praticabili per sola manutenzione cat.H1</i>
11	Variabili scale, cat. B scacchiera 1	<i>Carichi variabili su scale, ballatoi e terrazze con essi in comunicazione</i>
12	Variabili scale, cat. B scacchiera 2	<i>Carichi variabili su scale, ballatoi e terrazze con essi in comunicazione</i>
13	Variazioni termiche positive	<i>Variabili temperatura</i>
14	Variazioni termiche negative	<i>Variabili temperatura</i>

n. CCE	Nome	Descrizione
15	$\pm SX$	Azione sismica (SLO o SLV) in direzione longitudinale
16	$\pm SY$	Azione sismica (SLO o SLV) in direzione trasversale

6.8 Combinazioni delle condizioni di carico elementari

Per gli stati limite si adotteranno le combinazioni previste nel D.M. del 17.01.2018.

essendo:

G_1	il valore caratteristico dei carichi permanenti strutturali;
G_2	il valore caratteristico dei carichi permanenti non strutturali;
P	il valore caratteristico della forza di precompressione;
E	il valore caratteristico dell'azione sismica;
Q_{k1k}	il valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti;
$\gamma_{Gi}, \gamma_P, \gamma_{Qj}$	valori dei coefficienti parziali di sicurezza
ψ_{0i}	coefficiente atto a definire i valori rari delle azioni variabili.
ψ_{1i}	coefficiente atto a definire i valori frequenti delle azioni variabili, assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
ψ_{2i}	coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili, assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei;

SLU stati limite ultimi (in assenza di sisma)

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

SL in presenza di azioni sismiche

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nelle tabelle seguenti si riportano i valori dei coefficienti parziali:

Tab. 16 – Valori dei coefficienti di combinazione [Tabella 2.5.I- NTC18]

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria B – Scale comuni, balconi e ballatoi	0.7	0.5	0.3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria H – Coperture	0.0	0.0	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{ij}	Ψ_{2j}
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni precedentemente definite.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione:

STR

- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

Tab. 17 – Coefficienti parziali per le azioni o per effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

La Tab. 17 fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU della.

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) verranno eseguite mediante l'approccio 2.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1:

$$(A1+M1+R3)$$

I coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici e i coefficienti γ_R che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nelle rispettive relazioni.

Per chiarezza si riportano nella tabella seguente i coefficienti relativi alle combinazioni di carico considerate.

Tab. 18 – Combinazioni delle condizioni elementari per il modello CORPO AULE

N.	No me	Tipo	App rocc io/ com b.	Tipo di verifi ca	N. CCE															
					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	CC1	SLV	A2	STR/G EO	1	1	1	0	0	0	0.6	0.6	0	0	0.3	0.3	0	0	1	0.3
2	CC2	SLO	A2	STR/G EO	1	1	1	0	0	0	0.6	0.6	0	0	0.3	0.3	0	0	1	0.3
3	CC3	SLV	A2	STR/G EO	1	1	1	0	0	0	0.6	0.6	0	0	0.3	0.3	0	0	1	-0.3
4	CC4	SLO	A2	STR/G EO	1	1	1	0	0	0	0.6	0.6	0	0	0.3	0.3	0	0	1	-0.3
5	CC5	SLV	A2	STR/G EO	1	1	1	0	0	0	0.6	0.6	0	0	0.3	0.3	0	0	0.3	1
6	CC6	SLO	A2	STR/G EO	1	1	1	0	0	0	0.6	0.6	0	0	0.3	0.3	0	0	0.3	1
7	CC7	SLV	A2	STR/G EO	1	1	1	0	0	0	0.6	0.6	0	0	0.3	0.3	0	0	-0.3	1
8	CC8	SLO	A2	STR/G EO	1	1	1	0	0	0	0.6	0.6	0	0	0.3	0.3	0	0	-0.3	1
9	CC9	SLU	A2	STR/G EO	1.3	1.5	1.5	0.9	0	0.75	1.5	1.5	0	0	1.5	1.5	0.9	0	0	0
10	CC1 0	SLU	A2	STR/G EO	1.3	1.5	1.5	0	0.9	0.75	1.5	1.5	0	0	1.5	1.5	0	0.9	0	0
11	CC1 1	SLU	A2	STR/G EO	1.3	1.5	1.5	0.9	0	0.75	1.5	0	0	0	1.5	0	0.9	0	0	0
12	CC1 2	SLU	A2	STR/G EO	1.3	1.5	1.5	0	0.9	0.75	1.5	0	0	0	1.5	0	0	0.9	0	0
13	CC1 3	SLU	A2	STR/G EO	1.3	1.5	1.5	0.9	0	0.75	0	1.5	0	0	0	1.5	0.9	0	0	0

N.	No me	Tipo	App rocc io/ com b.	Tipo di verifi ca	N. CCE															
					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
14	CC1 4	SLU	A2	STR/ GEO	1.3	1.5	1.5	0	0.9	0.75	0	1.5	0	0	0	1.5	0	0.9	0	0
15	CC1 5	SLU	A2	STR/ GEO	1.3	1.5	1.5	0.9	0	0	1.05	1.05	1.5	1.5	1.05	1.05	0.9	0	0	0
16	CC1 6	SLU	A2	STR/ GEO	1.3	1.5	1.5	0	0.9	0	1.05	1.05	1.5	1.5	1.05	1.05	0	0.9	0	0
17	CC1 7	SLU	A2	STR/ GEO	1.3	1.5	1.5	0.9	0	0	1.05	0	1.5	0	1.05	0	0.9	0	0	0
18	CC1 8	SLU	A2	STR/ GEO	1.3	1.5	1.5	0	0.9	0	1.05	0	1.5	0	1.05	0	0	0.9	0	0
19	CC1 9	SLU	A2	STR/ GEO	1.3	1.5	1.5	0.9	0	0	0	1.05	0	1.5	0	1.05	0.9	0	0	0
20	CC2 0	SLU	A2	STR/ GEO	1.3	1.5	1.5	0	0.9	0	0	1.05	0	1.5	0	1.05	0	0.9	0	0
21	CC2 1	SLR	A2	STR/ GEO	1	1	1	0.6	0	0.5	1	1	0	0	0.7	0.7	0.6	0	0	0
22	CC2 2	SLR	A2	STR/ GEO	1	1	1	0	0.6	0.5	1	1	0	0	0.7	0.7	0	0.6	0	0
23	CC2 3	SLR	A2	STR/ GEO	1	1	1	0.6	0	0.5	1	0	0	0	0.7	0	0.6	0	0	0
24	CC2 4	SLR	A2	STR/ GEO	1	1	1	0	0.6	0.5	1	0	0	0	0.7	0	0	0.6	0	0
25	CC2 5	SLR	A2	STR/ GEO	1	1	1	0.6	0	0.5	0	1	0	0	0	0.7	0.6	0	0	0
26	CC2 6	SLR	A2	STR/ GEO	1	1	1	0	0.6	0.5	0	1	0	0	0	0.7	0	0.6	0	0
27	CC2 7	SLR	A2	STR/ GEO	1	1	1	0	0.6	0	0.7	0.7	1	1	0.7	0.7	0	0.6	0	0

N.	No me	Tipo	App rocc io/ com b.	Tipo di verifi ca	N. CCE															
					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
28	CC2 8	SLR	A2	STR/ GEO	1	1	1	0.6	0	0	0.7	0.7	1	1	0.7	0.7	0.6	0	0	0
29	CC2 9	SLR	A2	STR/ GEO	1	1	1	0	0.6	0	0.7	0	1	0	0.7	0	0	0.6	0	0
30	CC3 0	SLR	A2	STR/ GEO	1	1	1	0.6	0	0	0.7	0	1	0	0.7	0	0.6	0	0	0
31	CC3 1	SLR	A2	STR/ GEO	1	1	1	0	0.6	0	0	0.7	0	1	0	0.7	0	0.6	0	0
32	CC3 2	SLR	A2	STR/ GEO	1	1	1	0.6	0	0	0	0.7	0	1	0	0.7	0.6	0	0	0
33	CC3 3	SLU	A2	STR/ GEO	1.3	1.5	1.5	1.5	0	0.75	1.05	1.05	0	0	1.05	1.05	0.9	0	0	0
34	CC3 4	SLU	A2	STR/ GEO	1.3	1.5	1.5	0.9	0	1.5	1.05	1.05	0	0	1.05	1.05	0.9	0	0	0
35	CC3 5	SLR	A2	STR/ GEO	1	1	1	1	0	0.5	0.7	0.7	0	0	0.7	0.7	0.6	0	0	0
36	CC3 6	SLR	A2	STR/ GEO	1	1	1	0.6	0	1	0.7	0.7	0	0	0.7	0.7	0.6	0	0	0
37	CC3 7	SLF	A2	STR/ GEO	1	1	1	0.2	0	0.2	0.7	0.7	0	0	0.3	0.3	0.5	0	0	0
38	CC3 8	SLF	A2	STR/ GEO	1	1	1	0	0.2	0.2	0.7	0.7	0	0	0.3	0.3	0	0.5	0	0
39	CC3 9	SLF	A2	STR/ GEO	1	1	1	0.2	0	0.2	0.7	0	0	0	0.3	0	0.5	0	0	0
40	CC4 0	SLF	A2	STR/ GEO	1	1	1	0	0.2	0.2	0.7	0	0	0	0.3	0	0	0.5	0	0
41	CC4 1	SLF	A2	STR/ GEO	1	1	1	0.2	0	0.2	0	0.7	0	0	0	0.3	0.5	0	0	0

N.	No me	Tipo	App rocc io/ com b.	Tipo di verifi ca	N. CCE															
					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
42	CC4 2	SLF	A2	STR/ GEO	1	1	1	0	0.2	0.2	0	0.7	0	0	0	0.3	0	0.5	0	0
43	CC4 3	SLQ	A2	STR/ GEO	1	1	1	0	0	0	0.6	0.6	0	0	0.3	0.3	0	0	0	0
44	CC4 4	SLQ	A2	STR/ GEO	1	1	1	0	0	0	0.6	0	0	0	0.3	0	0	0	0	0
45	CC4 5	SLQ	A2	STR/ GEO	1	1	1	0	0	0	0	0.6	0	0	0	0.3	0	0	0	0
46	CC4 6	SLU	A2	STR/ GEO	1.3	1.5	1.5	0	1.5	0.75	1.05	1.05	0	0	1.05	1.05	0	0.9	0	0
47	CC4 7	SLU	A2	STR/ GEO	1.3	1.5	1.5	0	0.9	1.5	1.05	1.05	0	0	1.05	1.05	0	0.9	0	0
48	CC4 8	SLR	A2	STR/ GEO	1	1	1	0	1	0.5	0.7	0.7	0	0	0.7	0.7	0	0.6	0	0
49	CC4 9	SLR	A2	STR/ GEO	1	1	1	0	0.6	1	0.7	0.7	0	0	0.7	0.7	0	0.6	0	0
50	CC5 0	SLF	A2	STR/ GEO	1	1	1	0	0.2	0.2	0.7	0.7	0	0	0.5	0.5	0	0.5	0	0
51	CC5 1	SLF	A2	STR/ GEO	1	1	1	0	0	0.2	0.7	0.7	0	0	0.5	0.5	0	0	0	0
52	CC5 2	SLQ	A2	STR/ GEO	1	1	1	0	0	0	0.6	0.6	0	0	0.3	0.3	0	0	0	0

dove:

SLV stato limite ultimo di salvaguardia della vita

SLO stato limite di operatività

SLU stato limite ultimo

SLR stato limite di esercizio (combinazione “rara”)

SLF stato limite di esercizio (combinazione “frequente”)

SLQ stato limite di esercizio (combinazione “quasi permanente”)

7 METODI DI ANALISI

7.1 Analisi in presenza di azioni sismiche

Per prima cosa è stato necessario valutare la “regolarità” della struttura al fine di stabilire quale tipo di analisi fosse più opportuna.

7.1.1 Regolarità strutturale dell'edificio nello stato “attuale” [§7.2.1 NTC18]

Già ad una prima indagine appare chiaro che la struttura nella configurazione attuale presenta diverse criticità, essa del resto è stata progettata in assenza di criteri antisismici e questo ne condiziona inevitabilmente la risposta. Il progettista strutturale, ha concepito infatti l'edificio con una struttura composta da cinque telai piani longitudinali (in direzione Nord Sud), collegati esclusivamente dalle travi perimetrali. Il solaio, in laterizio armato, ha una caldana non armata di 3 cm.

Per quanto sopra, non è possibile utilizzare un'analisi globale di tipo “statico” (lineare o non lineare). Si è allora utilizzata un'**Analisi Dinamica Lineare** come previsto dalla Normativa ipotizzando per le strutture un comportamento “Non dissipativo”.

Nel paragrafo successivo si riportano in dettaglio le valutazioni eseguite per valutare la regolarità della costruzione nel suo complesso.

Su questo modello è stata fatta un'analisi statica convenzionale al fine di valutare la distribuzione di masse e rigidezze.

7.1.1.1 Regolarità in pianta

La valutazione dei requisiti di regolarità in pianta viene riportata nella tabella sottostante:

Tab. 19 – Regolarità in pianta

CARATTERISTICA	VALUTAZIONE	VERIFICA
a) Distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento	L'edificio ha una forma ad “L”, per i primi due piani e forma rettangolare per gli altri due. Massa e rigidezza sono approssimativamente simmetriche.	VERIFICATO

CARATTERISTICA	VALUTAZIONE	VERIFICA
b) Rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4	$26.38/25.86 = 1.02 < 4$	VERIFICATO
c) Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	I solai hanno una caldana di soli 3 cm non armata, pertanto i solai non possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano	NON VERIFICATO
	NON REGOLARE IN PIANTA	

7.1.1.2 Regolarità in altezza

La valutazione dei requisiti di regolarità in altezza viene riportata nella griglia sottostante:

Tab. 20 – Regolarità in altezza

CARATTERISTICA	VALUTAZIONE	VERIFICA
d) Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	Tutti i telai si estendono per tutta l'altezza dell'edificio	VERIFICATO
e) Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	vedere le tabelle sottostanti	NON VERIFICATO

CARATTERISTICA	VALUTAZIONE	VERIFICA
f) Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;	NON PERTINENTE	NON PERTINENTE
g) Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	Vi è un brusco restringimento di sezione al terzo piano	VERIFICATO
	NON REGOLARE IN ALTEZZA	

Nella tabella sottostante vengono riportate le masse relative ai vari piani con le variazioni rispetto ai piani adiacenti.

Tab. 21 – Masse dei piani e variazioni rispetto ai piani adiacenti*

PIANO O IMPALCATO	Z_i [m]**	MASSA (kg)	VARIAZIONE %
1	4.15	501169	-
2	7.5	438500	- 13 %
3	10.85	363916	-18 %
4(copertura)	14.200	207534	-43 %
Tot		1511120	

PIANO O IMPALCATO	Z_i [m]**	MASSA (kg)	VARIAZIONE %
NON VERIFICATA			

** le quote Z_i sono calcolate a partire dallo spiccatto delle fondazioni

Per il calcolo delle rigidezze di piano è stata condotta separatamente un'analisi statica della struttura: i risultati dell'analisi, riportati nella tabella seguente, ci consentono di stabilire i rapporti tra le rigidezze ai vari piani.

Tab. 22 – Calcolo delle rigidezze di piano in direzione X

PIANO O IMPALCATO	Z_i [m]**	RIGIDEZZA k_{xi} [kN/m]	VARIAZIONE %
1	4.15	172915	-
2	7.5	158233	-8.5%
3	10.85	112726	-28.76
4(copertura)	14.2	122353	8.54
VERIFICATA			

** le quote Z_i sono calcolate a partire dallo spiccatto delle fondazioni

Tab. 23 – Calcolo delle rigidezze di piano in direzione Y

PIANO O IMPALCATO	Z_i [m]**	RIGIDEZZA k_{yi} [kN/m]	VARIAZIONE %
1	4.15	104294	-
2	7.5	81334	-22%
3	10.85	55427	-32%
4(copertura)	14.2	41401	-25%
NON VERIFICATA			

** le quote Z_i sono calcolate a partire dallo spiccatto delle fondazioni

Z_i quota dell'impalcato i dallo spiccatto delle fondazioni;
 K_{xi}, K_{yi} rigidezza dell'impalcato i .

In definitiva la struttura risulta **non regolare**, sia **in pianta** che **in elevazione**.

7.1.2 Tipologia di struttura (non dissipativa) [NTC18 § 7.4.3]

La struttura nella configurazione attuale si può schematizzare come una struttura a telai piani.

Nel caso in esame è stato inoltre controllato che le strutture fossero sufficientemente rigide torsionalmente e che non si comportassero come una struttura *a pendolo inverso*, tipologie caratterizzate da una scarsa duttilità.

I calcoli svolti hanno dimostrato che la struttura nello stato attuale appartiene purtroppo, come era prevedibile, alla tipologia delle strutture deformabili torsionalmente, essendo il rapporto minimo:

$$r_t^2/l_s^2 = 0.74 < 1$$

La struttura in esame non appartiene alla tipologia delle strutture a pendolo inverso perché solo circa il 38% della massa è nel terzo superiore (meno del 50%)

Concludendo l'edificio è certamente "deformabile torsionalmente", il sistema sismo-resistente è rappresentato dai telai.

7.1.3 Fattore di comportamento [§ 7.3.1 NTC18]

Secondo quanto stabilito dalla normativa il valore del fattore di struttura per edifici "esistenti" può "essere 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".

L'edificio in esame è **non regolare** sia in pianta che in elevazione

Un'analisi preliminare ha dimostrato poi, com'era prevedibile che la struttura è **deformabile torsionalmente** e questo abbatte notevolmente il fattore di struttura.

Per queste considerazioni, nella configurazione attuale si è deciso di prendere il valore **1,5** per i meccanismi fragili, **1,6**, valore prossimo al minimo dell'intervallo previsto per edifici esistenti, per quelli duttili.

$$q_{lim} = 1.60$$

$$q_{ND} = 1.50$$

7.1.4 Considerazioni sugli orizzontamenti

Tutti i solai dell'edificio sono in laterocemento con travetti in c.a. e pignatte e soletta non armata spessa 3 cm, essi non possono certamente essere considerati infinitamente “rigidi” nel loro piano [NTC18 § 7.2.6].

7.1.5 Non linearità geometriche

Nel caso in esame θ assume il valore di 0 pertanto non verranno presi in conto gli effetti delle non linearità geometriche.

8 MODELLAZIONE NUMERICA

8.1 Criteri di modellazione [NTC18, § 7.2.6]

Per la modellazione della struttura è stato utilizzato un modello tridimensionale agli elementi finiti FEM (*Finite Elements Model*). Esso rappresenta in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza.

La rigidezza flessionale e a taglio degli elementi strutturali in cemento armato è stata assunta pari a quella dei corrispondenti elementi fessurati, effettuando un abbattimento della rigidezza non fessurata del 50%.

L'adozione di una rigidezza fessurata per la modellazione riferita al caso di azioni non sismiche permette di tener conto correttamente degli effetti delle variazioni termiche (così come previsto dalla norma al § 4.1.1.1 NTC), lasciando invariate le sollecitazioni relative alle altre azioni. Abbattendo infatti del 50% la rigidezza di tutti gli elementi strutturali non si modificano i rapporti mutui di rigidezza e quindi le sollecitazioni.

Nella definizione del modello le tramezzature (a doppia fodera in forati con intercapedine d'aria) sono state considerate come elementi non strutturali trascurando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale e rappresentati unicamente in termini di massa.

I carichi dei solai sono stati assegnati introducendo degli elementi "fittizi" tipo solaio.

Per effettuare le verifiche dei meccanismi duttili si è utilizzato un fattore di comportamento di **1,6**, di **1,5** per i meccanismi fragili. Per massimizzare le sollecitazioni sugli elementi in elevazione sono stati introdotti "vincoli fissi" alla base.

8.2 Codici di calcolo

Il calcolo della struttura è stato eseguito mediante il codice di calcolo **ModeSt 8.19** sviluppato dalla Tecnisoft S.r.l. di Prato (FI) e implementato su personal computer equipaggiato con CPU Intel Core I7 3.6 GHz avente 16 GB di memoria RAM e dotato di sistema operativo Microsoft Windows 10 Professional.

Il programma ModeSt funziona come pre- e post-processore per il solutore agli elementi finiti che è collegato in maniera automatica a quest'ultimo. Il programma agli elementi finiti utilizzato è **XFINEST 2019** sviluppato dalla società HERPACEAS s.r.l. di Milano.

Sia il programma MODEST che XFINEST sono dotati di manuali esaustivi sull'utilizzo e sul funzionamento del software. La grande versatilità del programma sulla possibilità di rappresentazione dei risultati in maniera sintetica, mediante mappe a colori, grafici ecc., consente di effettuare un controllo efficace sulla correttezza della modellazione eseguita.

8.3 Affidabilità dei codici utilizzati

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego.

8.4 Validazione dei codici utilizzati

8.4.1 Valutazione della correttezza dei modelli

I modelli di calcolo adottati sono da ritenersi appropriati in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche.

Questo è stato verificato con calcoli manuali semplificati.

8.5 Elenco dei modelli di calcolo

Nella tabella seguente si riportano per chiarezza i modelli agli elementi finiti svolti per condurre le varie analisi e verifiche.

Tab. 24 – Modello agli elementi finiti utilizzato per le verifiche sismiche secondo le attuali normative

Nome del modello	Tipo di elementi	Tipo di analisi	Caratteristiche del modello e azioni di calcolo	Scopo dell'analisi
Corpo A	beam	- Analisi modale - Analisi dinamica lineare con fattore di struttura	<u>Caratteristiche del modello</u> - Elementi con rigidità fessurata - Vincoli fissi alla base <u>Azioni</u> - Peso proprio strutture - Carichi permanenti - sovraccarichi variabili - carico neve - temperatura - sisma in dir X - sisma in dir Y	- determinazione dei modi di vibrare; - determinazione della risposta sismica della struttura nella configurazione ATTUALE; - verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali (SLO) VERIFICA PER ELEMENTI/MECCANISMI FRAGILI ($q=1.5$) - verifiche di resistenza in elevazione per pressoflessione e taglio per SLV - verifiche di resistenza per elementi/meccanismi fragili per SLV VERIFICA PER ELEMENTI/MECCANISMI DUTILI ($q=1.6$) - verifiche di resistenza in elevazione per flessione e pressoflessione per SLV

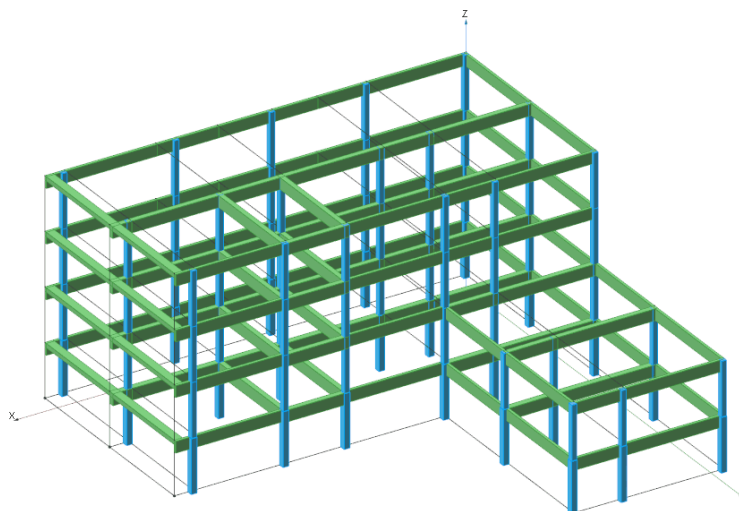


Figura 14 – Modello Corpo A Vista assonometrica

8.6 Informazione generali sull'elaborazione

8.6.1 Modalità di input e output

L'input dei dati è stato eseguito utilizzando l'ambiente grafico CAD integrato all'interno del programma di calcolo. Parimenti, per l'interpretazione dei risultati, si è fatto uso degli strumenti di post-processing disponibili nel medesimo software.

8.6.2 Unità di misura

Le unità di misura utilizzate nel modello sono conformi al Sistema Internazionale: le unità fondamentali sono il metro [m] per le lunghezze, il chilonewton [kN] per le forze ed il secondo [s] per i tempi.

8.6.3 Sistemi di riferimento

Il modello è posto in un sistema di riferimento globale cartesiano OXYZ. Gli assi X e Y sono disposti nel piano orizzontale, rispettivamente, secondo la direzione longitudinale e trasversale. L'asse Z è verticale e rivolto verso l'alto. Non sono stati utilizzati sistemi di riferimento locali.

8.6.4 Vincoli interni ed esterni

Il modello è stato assoggettato a condizioni di vincolo cinematico miranti a riprodurre, in maniera quanto più fedele possibile, la situazione effettiva esistente. In particolare sono stati introdotti alla base vincoli di incastro perfetto.

8.6.5 Modellazione dei materiali

Ai fini dell'analisi strutturale i materiali sono stati modellati come materiali omogenei ed isotropi, caratterizzati dai seguenti parametri:

Calcestruzzo

- peso di volume: $\gamma_c = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- densità: $\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$
- resistenza cubica media a compr.: $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- resistenza cilindrica $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 20 \text{ MPa}$
- resistenza cilindrica media $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 28 \text{ MPa}$
- modulo elastico: $E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 30200 \text{ MPa}$
- modulo di Poisson: $\nu_c = 0.1$
- modulo di elasticità tangenziale: $G_{cm} = 13727 \text{ MPa}$
- coefficiente di dilatazione termica: $\alpha_c = 10 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

Acciaio per c.a.

- peso di volume: $\gamma_s = 78.50 \text{ kN/m}^3$
- densità: $\rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$
- modulo elastico: $E_s = 210000 \text{ MPa}$
- modulo di Poisson: $\nu_s = 0.30$
- coefficiente di dilatazione termica: $\alpha_s = 10 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

In fase sismica per gli elementi in c.a. si è considerata una rigidezza fessurata (pari al 50% della rigidezza non fessurata). Per fare ciò si è dimezzato il modulo elastico del materiale:

$$E_{cm} = 15100 \text{ MPa}$$

$$G_{cm} = 6863 \text{ MPa}$$

8.6.6 Elementi finiti

Per la modellazione di pilastri e travi sono stati impiegati elementi monodimensionale di tipo BEAM.

Gli elementi strutturali secondari – quali i solai – non sono stati introdotti esplicitamente nel modello, ma considerati solo come carichi agenti sulla struttura principale.

8.7 Risultati dell'analisi modale

8.7.1 Stato Attuale

L'analisi dinamica del modello numerico descritto ai paragrafi precedenti ha permesso la determinazione delle prime frequenze proprie e dei relativi modi di vibrare della struttura. Essi sono riportati nella tabella seguente:

Tab. 25 – MODELLO CORPO A: Modi di vibrare propri fondamentali nella configurazione “Attuale”

N. Modo	Periodo [s]	Frequenza teorica f [Hz]	massa part. X [%]	massa part. Y [%]
1	3.753	0.266	0	13.13
2	2.051	0.488	0.01	2.1
3	1.626	0.615	0.05	36.04
4	1.472	0.679	0.29	8.49
5	1.399	0.715	0.21	0.44
6	1.129	0.886	0	3.44
7	1.088	0.919	66.22	0
8	1.004	0.996	5.05	0.07
9	0.986	1.014	0.05	0.78
10	0.914	1.094	0.08	0.01
11	0.898	1.114	0.31	0.01
12	0.8	1.250	0.01	11.22
13	0.735	1.361	1.58	0.02
14	0.711	1.406	0	3.31
15	0.676	1.479	0.01	3.62
16	0.65	1.538	0.01	2.15
17	0.594	1.684	0	0
18	0.587	1.704	0	0.75
19	0.574	1.742	0	0.24
20	0.547	1.828	0	0.87
21	0.538	1.859	0	0.04
22	0.522	1.916	0.01	0.78
23	0.489	2.045	0	0
24	0.461	2.169	6.59	0
25	0.456	2.193	0	0.12
26	0.446	2.242	0	0.05
27	0.427	2.342	0.02	0.51
28	0.406	2.463	0	0.43

29	0.397	2.519	0.81	0.63
30	0.391	2.558	1.76	0.07
31	0.39	2.564	6.56	0.16
32	0.388	2.577	0.06	1.19
33	0.378	2.646	0.21	1.97
34	0.366	2.732	1.22	0.05
35	0.362	2.762	0	0.52
36	0.356	2.809	0.04	0.37
37	0.339	2.950	1.88	0
38	0.337	2.967	0	0.15
39	0.328	3.049	0.01	0.33
40	0.322	3.106	0	0.07
41	0.315	3.175	0	0.05
42	0.311	3.215	0	0.79
43	0.293	3.413	0	0
44	0.273	3.663	0	0.5
45	0.272	3.676	0.01	0.01
46	0.262	3.817	2	0.03
47	0.258	3.876	0.09	0.83
48	0.249	4.016	0	0.37
TOTALE			95.12	96.7

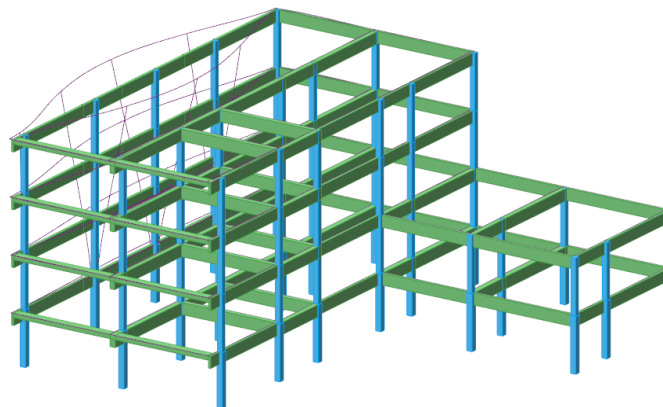


Figura 15 – Modello Corpo A- Rappresentazione deformata della struttura – 1° modo di vibrare

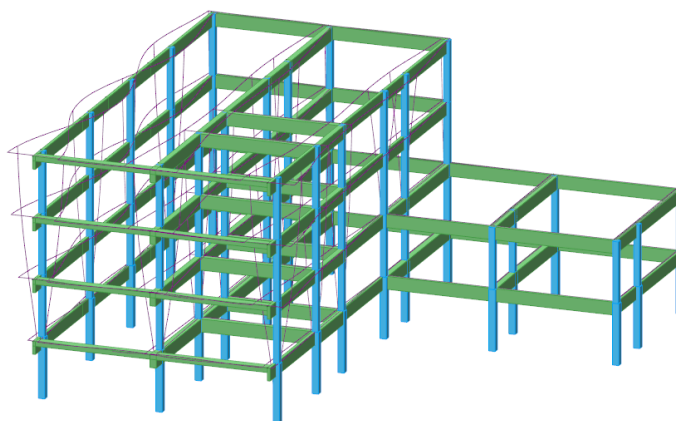


Figura 16 – Modello Corpo A - Rappresentazione deformata della struttura – 3° modo di vibrare

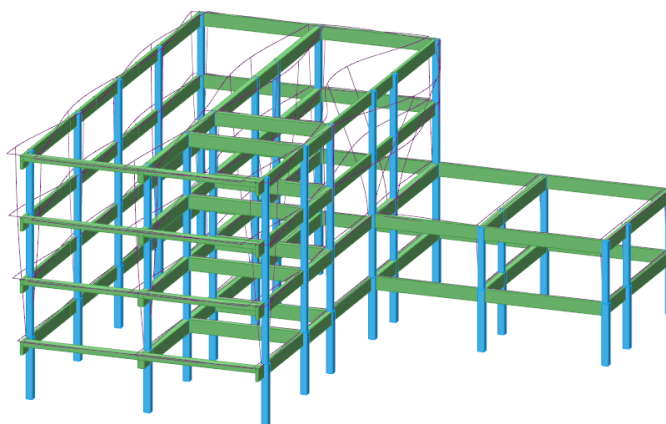


Figura 17 – Modello Corpo A - Rappresentazione deformata della struttura – 4° modo di vibrare

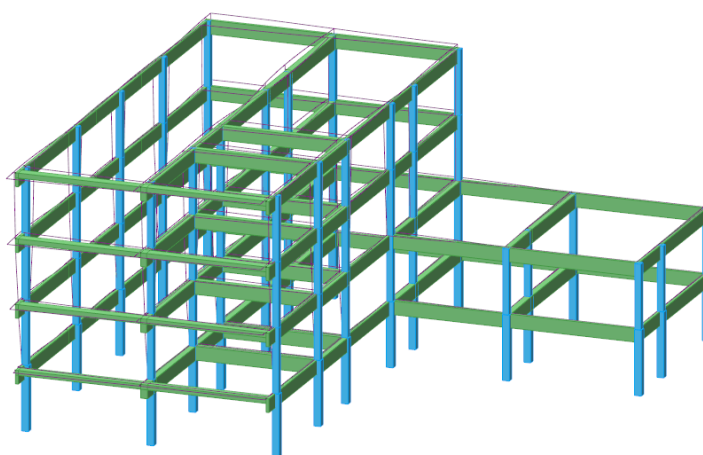


Figura 18 – Modello Corpo A - Rappresentazione deformata della struttura – 7° modo di vibrare

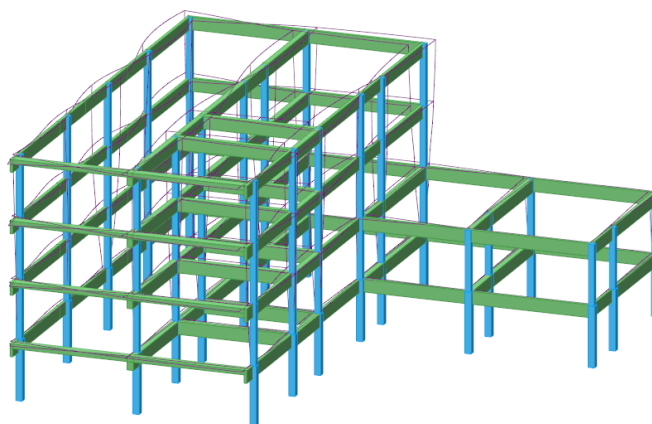


Figura 19 – Modello Corpo A - Rappresentazione deformata della struttura – 8° modo di vibrare

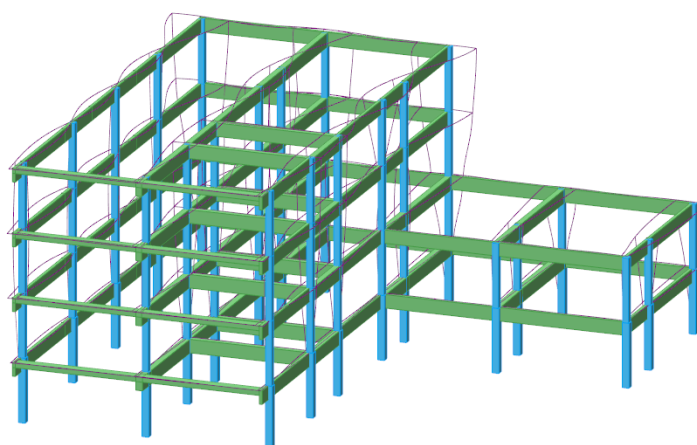


Figura 20 – Modello Corpo A - Rappresentazione deformata della struttura – 12° modo di vibrare

Come si evince dalle immagini le forme modali sono irregolari. Infatti, la presenza di telai piani, fa sì che le strutture abbiano un comportamento estremamente irregolare.

L'edificio è, infatti, stato concepito come unione di cinque telai piani longitudinali collegati tra loro in molti casi solo da travi perimetrali. L'assenza quindi di collegamenti trasversali determina una forte differenza di rigidezza nei due piani e l'innescare di una serie di modi locali di flessione fuori dal piano per i singoli telai, ovvero proprio nella direzione trasversale (di rigidezza minima).

9 VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI (STR)

9.1 Verifiche per SLV e SLU

9.1.1 Duttilità della costruzione e individuazione dei meccanismi fragili e duttili

Nel caso in esame gli stati limite da verificare sono SLV e SLO.

Nella struttura in esame i meccanismi duttili e fragili sono così individuati:

Meccanismi e/o elementi duttili

- Meccanismi di flessione nei pilastri soggetti a sforzi normali non rilevanti ($v \leq 0.25$)
- Meccanismi di flessione nelle travi in elevazione ed in fondazione
- Meccanismi di flessione nei setti

Meccanismi e/o elementi fragili

- Meccanismi di flessione nei pilastri soggetti a sforzi normali rilevanti ($v > 0.25$)
- Meccanismi di taglio nelle travi in elevazione
- Meccanismi di taglio nei pilastri
- Meccanismi di taglio nei setti

9.1.2 Criteri di verifica

Nel caso di uso del fattore di comportamento, tutti gli elementi strutturali duttili devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per q (valutato per elementi duttili) 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.

9.1.3 Resistenza di calcolo del calcestruzzo

9.1.3.1 Resistenza di calcolo a compressione

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / (F_C \cdot \gamma_C) = 9.44 \text{ MPa}$$

dove:

- $\alpha_{cc} = 0.85$ è il coefficiente riduttivo per le azioni di lunga durata
- $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$ è la resistenza a compressione cubica caratteristica del cls, vedi cap.
- $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ è la resistenza a compressione cilindrica caratteristica del cls, vedi cap.
- $\epsilon_{cyd} = 0.2\%$ è la deformazione allo snervamento

- $\varepsilon_{cu} = 0.35\%$ è la deformazione massima
- $\gamma_C = 1.5$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al cls
- $FC = 1.2$ è il fattore di confidenza per il livello di conoscenza LC2

9.1.3.2 Resistenza di calcolo a trazione

La resistenza di calcolo a trazione f_{ctd} risulta:

$$f_{ctd} = f_{ctk}/(FC \cdot \gamma_C) = 0.81 \text{ MPa}$$

dove:

- $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 1.47 \text{ MPa}$ è la resistenza caratteristica a trazione del cls
- $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 2.1 \text{ MPa}$ è la resistenza media a trazione del cls
- $\gamma_C = 1.5$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al cls
- $FC = 1.2$

Il metodo ipotizza per il calcestruzzo un legame costitutivo elasto-plastico a parabola rettangolare, ovvero si accetta l'ipotesi di rottura del calcestruzzo non a fronte del raggiungimento della resistenza a compressione di calcolo f_{cd} ma a fronte del raggiungimento del valore della deformazione di 0.35% .

Si accetta l'ipotesi che dalla deformazione dello 0.2% fino a rottura la tensione nel cls non abbia incrementi di resistenza e che la deformazione sia di tipo plastico, mentre nel tratto in cui la deformazione varia da 0 allo 0.2% la funzione $\sigma = f(\varepsilon)$ sia una parabola ad asse verticale con vertice nel punto di coordinate $\sigma = 0.85 \sigma_{cd}$ ed $\varepsilon = 0.002$ passante per l'origine degli assi (vedi Fig. sottostante).

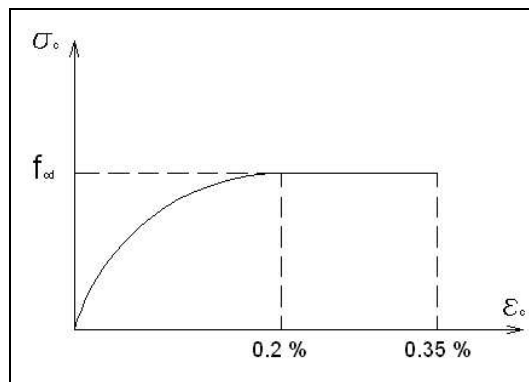


Fig. 21 –Diagramma tensioni- deformazioni nel calcestruzzo

9.1.4 Resistenza di calcolo dell'acciaio

La resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk}/(FC \cdot \gamma_s) = 166 \text{ MPa} \quad \text{resistenza di calcolo a trazione}$$

Con:

$$f_{tk} = 420 \text{ MPa}$$

tensione caratteristica a rottura

$$f_{yk} = 230 \text{ MPa}$$

tensione caratteristica allo snervamento

$$\gamma_s = 1.15$$

coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio

FC = 1.2

Per l'acciaio il diagramma tensioni deformazioni è una bilatera:

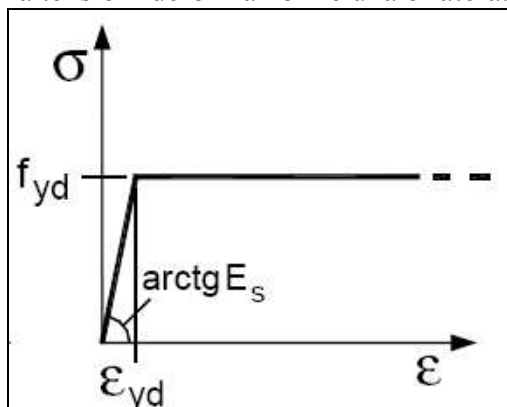


Fig. 22 –Diagramma tensioni- deformazioni nell'acciaio

9.1.5 Verifica a pressoflessione (travi e pilastri)

La verifica è stata eseguita controllando che fosse rispettata la seguente disuguaglianza:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

Con:

- M_{Rd} valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed}
 N_{Ed} valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione
 M_{Ed} valore di calcolo della componente flettente dell'azione

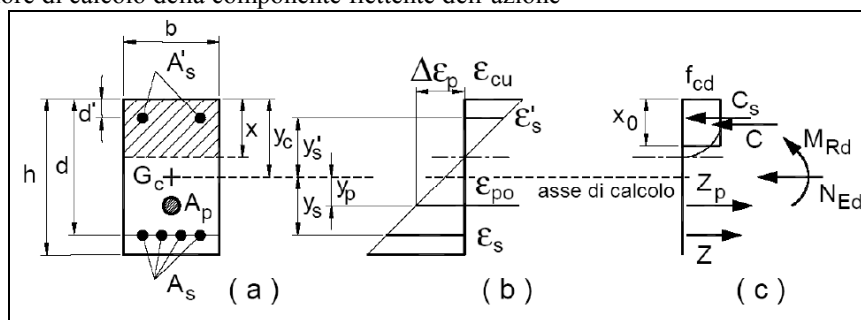


Fig. 23 –Sezione presso inflessa

In caso di pressoflessione deviata si utilizza la seguente relazione semplificata:

$$[M_{yEd}(N_{Ed})/ M_{yRd0}]^{\alpha} + [M_{zEd}(N_{Ed})/ M_{zRd0}]^{\alpha} = FS \leq 1$$

$$FS = M_{yEd}/ M_{yRd} = M_{zEd}/ M_{zRd}$$

Con:

- M_{yRd0}, M_{zRd0} valori di calcolo dei momenti resistenti in pressoflessione non deviata per $N=N_{Ed}$
 M_{yEd}, M_{zEd} valori di calcolo della componente flettente dell'azione
 M_{yRd}, M_{zRd} valori di calcolo dei momenti resistenti in pressoflessione deviata per $N=N_{Ed}$

α valore calcolato con il metodo di Bresler, variabile tra 1.15 e 1.55.

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si è comunque assunta una componente flettente dello sforzo $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$ con eccentricità pari almeno a $0.05 \cdot h \geq 20 \cdot mm$ con h altezza della sezione.

9.1.5.1 Verifica dei pilastri

Per quanto riguarda le armature si è fatto riferimento ai saggi della campagna di test diagnostici eseguiti nel mese di aprile 2019. Per i copriferri si utilizza un valore convenzionale a bordo staffa di 2cm.

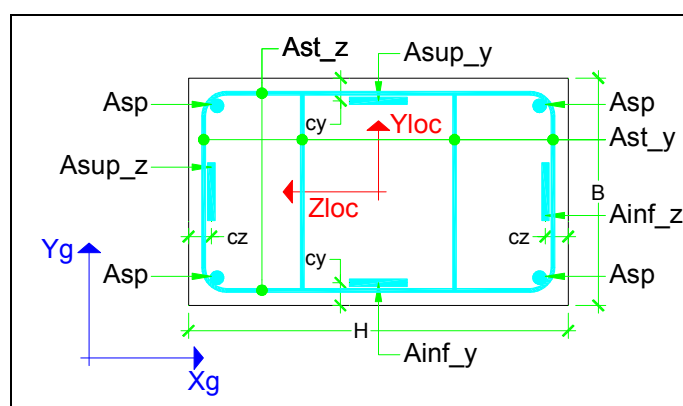


Fig. 24 –Riferimento assi locali pilastri

Le verifiche dei pilastri sono inserite in allegato salvo riportare in tabella il quadro riassuntivo nelle due configurazioni (“Attuale”).

Tab. 1– Tabella riassuntiva verifiche pilastri a pressoflessione (SLU/SLV) nello STATO ATTUALE (Modello CORPO_A).

STATO ATTUALE									
Pilastro n.	Comb.	N _{sdu} [kN]	M _{yd} [kNm]	M _{zd} [kNm]	N _u [kN]	M _{yu} [kNm]	M _{zu} [kNm]	Coeff. di sicurezza	VERIFICA
1	1 (SLV)	-168.07	85.70	47.23	-168.07	53.54	28.84	0.621	NO
2	1 (SLV)	-233.69	-107.00	-30.00	-233.69	-64.58	-17.06	0.601	NO
3	1 (SLV)	-13.16	-82.81	31.62	-13.16	-34.92	13.02	0.420	NO
4	1 (SLV)	-286.40	130.64	-47.87	-286.40	68.64	-24.96	0.525	NO
5	2 (SLV)	-173.25	-90.98	5.37	-173.25	-40.10	1.95	0.440	NO
6	1 (SLV)	-45.51	-128.06	23.78	-45.51	-39.83	6.94	0.310	NO
7	3 (SLV)	-162.30	53.35	77.94	-162.30	28.77	42.31	0.542	NO
8	3 (SLV)	-227.95	-89.87	24.40	-227.95	-47.27	12.88	0.526	NO

9	2 (SLV)	-369.96	90.43	-16.24	-369.96	59.73	-11.12	0.661	NO
10	3 (SLV)	-247.37	-47.01	80.23	-247.37	-24.02	40.02	0.502	NO
11	3 (SLV)	-246.59	37.50	84.60	-246.59	18.52	41.90	0.495	NO
12	4 (SLV)	-77.51	-17.69	32.88	-77.51	-13.10	24.74	0.750	NO
13	3 (SLV)	-299.31	99.59	40.45	-299.31	53.67	22.36	0.541	NO
14	3 (SLV)	-399.70	-120.12	16.15	-399.70	-62.36	9.49	0.520	NO
15	3 (SLV)	-380.57	103.52	-13.51	-380.57	61.53	-7.84	0.594	NO
16	3 (SLV)	-431.67	-112.51	-50.75	-431.67	-57.78	-25.33	0.511	NO
17	3 (SLV)	-422.21	99.92	-49.56	-422.21	56.38	-27.03	0.561	NO
18	3 (SLV)	-417.78	-71.73	-18.63	-417.78	-60.68	-16.77	0.850	NO
19	2 (SLV)	-219.72	108.31	-36.23	-219.72	50.82	-17.35	0.470	NO
20	1 (SLV)	-1132.95	-22.86	323.69	-1132.95	-7.26	133.16	0.411	NO
21	3 (SLV)	-305.61	-88.43	15.91	-305.61	-49.96	8.42	0.564	NO
22	3 (SLV)	-353.64	93.59	16.79	-353.64	53.94	10.26	0.577	NO
23	2 (SLV)	-400.86	-98.54	-24.64	-400.86	-60.33	-15.04	0.612	NO

Mentre per le combinazioni delle azioni gravitazionali (SLU) i pilastri risultano sempre verificati, certamente più critica appare la situazione se si considera il sisma nello Stato Attuale.

Per questo meccanismo di crisi si ha nella configurazione “Attuale”:

PGA = 0.065 g
Indice rischio = 0.329
 $T_r = 54$ anni

9.1.5.2 Verifica delle travi

Il dettaglio delle verifiche delle travi è inserito in allegato salvo riportare nella tabella sottostante il quadro riassuntivo delle verifiche più gravose.

Per quanto riguarda le armature si è fatto riferimento ai saggi effettuati in sede di indagine.

Per i copriferri si utilizza un valore convenzionale a bordo staffa di 2 cm.

Gli assi di riferimento locali sono indicati nella figura sottostante.

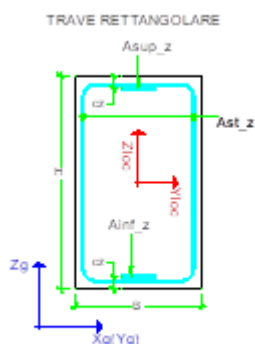


Fig. 25 –Riferimento assi locali travi

Nella tabella seguente riportiamo il riassunto della situazione attuale (“Ante Operam”):

Tab. 2– Verifica a flessione delle travi non verificate nella configurazione ATTUALE-(SLU/SLV)

Trave*	M_{sdu} [kNm]	M_{Rdu} [kNm]	sic	VERIFICA
beam 110	-224.32 (COMB.1 SLV)	-162.33	0.724	NO
beam 101	-261.09 (COMB.1 SLV)	-252.39	0.967	NO
beam 102	100.45 (COMB.1 SLV)	97.16	0.967	NO
beam 103	78.21 (COMB.5 SLV)	76.89	0.983	NO
beam 104	64.56 (COMB.5 SLV)	55.82	0.865	NO
beam 105	-225.37 (COMB.5 SLV)	-128.3	0.570	NO
beam 107	-262.10 (COMB.1 SLV)	-200.08	0.763	NO
beam 108	-249.79 (COMB.5 SLV)	-128.35	0.514	NO
beam 109	-198.63 (COMB.1 SLV)	-162.13	0.816	NO
beam 201 - 301	137.33 (COMB.1 SLV)	129.35	0.942	NO
beam 203	-121.60 (COMB.5 SLV)	-102.33	0.842	NO
beam 204	41.22 (COMB.5 SLV)	30.38	0.737	NO
beam 205	-200.21 (COMB.5 SLV)	-128.35	0.641	NO
beam 207- 307	-332.21 (COMB.1 SLV)	-258.63	0.778	NO
beam 208	177.43 (COMB.1 SLV)	77.46	0.437	NO

Trave*	M _{sdu} [kNm]	M _{Rdu} [kNm]	sic	VERIFICA
beam 209	-188.48 (COMB.1 SLV)	-162.13	0.860	NO
beam 305	-152.46 (COMB.5 SLV)	-128.35	0.842	NO
beam 308	-159.04 (COMB.5 SLV)	-128.35	0.807	NO

Per questo meccanismo di crisi si ha quindi nella configurazione “Attuale”:

PGA = 0.087 g

Indice rischio = 0.439

T_r = 99 anni

9.1.6 Verifica a taglio di elementi sprovvisti di armature trasversali apposite

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio è stata valutata a mezzo della seguente espressione:

$$V_{Rd0} = [0.15 \cdot k \cdot (100 + \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 1.5 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$\rho_l = A_{sl} / b_w \cdot d \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$$

A_c

b_w

d

rapporto geometrico di armatura longitudinale

tensione media di compressione nella sezione

sezione di calcestruzzo

larghezza minima della sezione

altezza utile della sezione (in mm)

9.1.7 Verifica a taglio di elementi provvisti di armature trasversali

Il taglio resistente di ciascuna sezione è stato calcolato ipotizzando la formazione di un traliccio resistente composto dalle armature longitudinali e trasversali e da bielle compresse di calcestruzzo. La verifica invece si è ridotta al rispetto della disuguaglianza seguente:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Con:

V_{Ed}

valore di calcolo dello sforzo di taglio agente

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

resistente a taglio dell'elemento

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} (\cotg \theta + \cotg \alpha) \sin \alpha$$

resistenza di calcolo per rottura dell'armatura

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} (\cotg \theta + \cotg \alpha) / (1 + \cotg \theta^2)$$

resistenza di calcolo per rottura delle bielle compresse

b_w	larghezza minima della sezione
d	altezza utile della sezione
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$	tensione media di compressione nella sezione
N_{Ed}	sforzo normale di compressione
A_c	sezione di calcestruzzo
A_{sw}	area dell'armatura trasversale
s	interasse tra due armature trasversali consecutivi
α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
θ	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave con la limitazione (da ricerca con la rottura bilanciata): $1 \leq \cotg \theta \leq 2.5$
$f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
f_{yd}	resistenza di calcolo a trazione delle armature

Il coefficiente α_c è assunto invece pari a:

$$\alpha_c = \begin{cases} 1 & \text{comprese} \\ 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} & 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} \\ 1.25 & 0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd} \\ 2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) & 0.5 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases} \rightarrow$$

9.1.7.1 Verifica di travi e pilastri

Le travi presentano una spiccata vulnerabilità a taglio.

Per questo meccanismo di crisi si ha quindi nella configurazione “Attuale”:

$$PGA < 0.027 \text{ g}$$

$$\text{Indice rischio} < 0.135$$

$$T_r < 10 \text{ anni}$$

I pilastri presentano una spiccata vulnerabilità a taglio.

Per questo meccanismo di crisi si ha quindi nella configurazione “Attuale”:

$$PGA = 0.027 \text{ g}$$

$$\text{Indice rischio} = 0.135$$

$$T_r = 10 \text{ anni}$$

9.1.8 Verifica dei nodi trave-colonna [§ C8.7.2.5 Circolare NTC18]

La struttura è una struttura a comportamento “dissipativo” ($q=1.6$), ovvero in grado di sfruttare risorse in campo plastico, per essa si attende la formazione di cerniere plastiche, per questo la verifica dei nodi trave- pilastro non confinati è necessaria.

Per questo meccanismo di crisi si ha quindi nella configurazione “Attuale”:

$$PGA = 0.047 \text{ g}$$

$$\text{Indice rischio} = 0.237$$

$$T_r = 28 \text{ anni}$$

9.1.9 Verifiche della distanza tra costruzioni contigue [§ 7.2.1 NTC18]

La distanza tra due unità strutturali contigue non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi di entrambi determinati per lo *SLV*, nell'ipotesi cautelativa che il loro moto sia in opposizione di fase.

Gli spostamenti assoluti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo *SLV* si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_c$$

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot T_c / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_c$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

Di seguito si riportano in tabella i risultati forniti dal modello numerico per i due corpi.

Tab. 26 – Spostamenti relativi dei due edifici (SLV)- STATO ATTUALE

US	quota di valutazione dello spostamento	direzione	d_{E1} [cm]	d_{E2} [cm]	distanza minima $d_{E1} + d_{E2}$ [cm]
Edificio A\ Edificio Adiacente	14.2 m	X	± 16 (Nodo 425 Comb.5 U.S. SX)	± 2.7 STIMA	18.7

Le due unità strutturali sono separate da giunti tecnici di ampiezza 30 cm che risultano essere certamente sufficienti per scongiurare il rischio di martellamento provocato dagli spostamenti indotti dal sisma.

Pertanto per questo meccanismo di crisi si ha:

$$PGA > 0.198 g$$

$$\text{Indice rischio} > 1$$

$$T_r = 712 \text{ anni}$$

9.2 Verifiche per SLO

9.2.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III (rilevanti) si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione. Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO sono inferiori a $2/3$ del limite riportato nel seguito:

a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_r < 2/3 \cdot 0.005 h = 0.00333 h$$

dove:

d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, h è l'altezza del piano.

Nel caso in esame, nella configurazione attuale la struttura appare eccessivamente deformabile, infatti si ha (vedi figura sottostante):

$$d_r = 0.00546 h > 0.00333 h$$

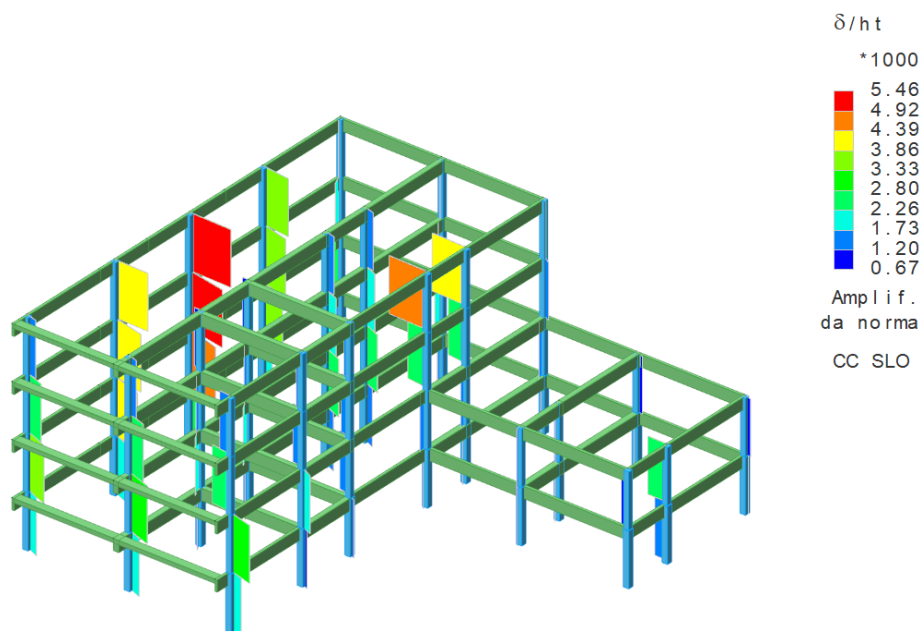


Figura 26 – Spostamenti relativi di piano, involucro per le combinazioni SLO
Pertanto per questo meccanismo di crisi si ha:

$$PGA = 0.045 g$$

$$Indice\ rischio = 0.755$$

$$T_r = 27\ anni$$

10 SINTESI DEI RISULTATI

10.1 Risultati dell'analisi

La valutazione della sicurezza consiste nel determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC18.

L'entità dell'azione sismica sostenibile è denominata Capacità, l'entità dell'azione sismica attesa è denominata Domanda. Entrambe sono state determinate per i vari stati limite considerati (SLV e SLO).

In tabella Tab. 27 vengono riportati i valori di PGA_C e T_{RC} corrispondenti all'attivazione dei diversi SL per diversi elementi o meccanismi.

La PGA che viene riportata comprende gli effetti eventuali di amplificazione locale (S_s , S_t e C_c).

Tab. 27 – Valutazione della capacità dell'edificio in termini di PGA e T_R

Stati limite		Primo collasso a taglio	Primo collasso di un nodo	verifiche a flessione o pressoflessione	Martellamento	Deformazione di danno
PGA_C [g]	SLO					0.045
	SLD					-
	SLV	<0.027 (Travi)	-	0.065 (Pilastrì)	>0.198	
	SLC	-	-	-	-	
T_{RC} [anni]	SLO					35
	SLD					-
	SLV	<10 (Travi)	-	54(Pilastrì)	>712	
	SLC	-	-	-	-	

10.2 Domanda di PGA

La Domanda in termini di PGA, valori delle accelerazioni di picco al suolo, ed i relativi valori dei periodi di ritorno associati all'azione sismica per gli stati limite considerati nelle verifiche risultano:

Tab. 28 – Valori della domanda di PGA

Stati limite	T_r [anni]	PGA_D $a_g[g] \cdot S$
Operatività (SLO)	45	0.060
Salvaguardia Vita (SLV)	712	0.198

10.3 Indicatori di rischio

L'indicatore di rischio sismico è dato dal rapporto fra capacità e domanda in termini di PGA/ Tempo di ritorno. α_{u_SLC} è un indicatore del rischio di collasso, α_{u_SLV} del rischio per la vita, mentre α_{u_SLD} è un indicatore del rischio di inagibilità dell'opera ed α_{u_SLO} del rischio di non operatività. Valori prossimi o superiori all'unità caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme; valori bassi, prossimi a zero, caratterizzano casi ad elevato rischio.

La capacità di PGA è stata calcolata procedendo per tentativi, effettuando le verifiche per i vari elementi/meccanismi con tempi di ritorno e quindi accelerazioni via via inferiori alla domanda fino alla completa soddisfazione di tutte le verifiche.

Tab. 29 – Indicatori di rischio per i vari meccanismi di collasso in termini di PGA

Stati limite		Primo collasso a taglio	Primo collasso di un nodo	verifiche a flessione o pressoflessione	Martellamento	Deformazione di danno
PGA _C / PGA _D	SLO					0.755
	SLD					-
	SLV	<0.135 (Travi)	-	0.329 (Pilastrini)	>1	
	SLC	-	-	-	-	

Tab. 30 – Indicatori di rischio

Stati limite	Indice	PGA _C / PGA _D	Tr _C / Tr _D
Operatività (SLO)	α_{u_SLO}	0.755	0.811
Danno (SLD)	α_{u_SLD}	-	-
Salvaguardia Vita (SLV)	α_{u_SLV}	<0.135	<0.174
Collasso (SLC)	α_{u_SLC}	-	-

11 CONCLUSIONI

Dalle indagini diagnostiche preliminari eseguite è emerso uno stato di conservazione discreto del complesso e non si evidenziano quadri fessurativi riconducibili a cedimenti delle fondazioni o altra causa ma solo diffusi fenomeni di degrado delle armature dei telai di facciata, specie quelli lato mare, direttamente esposti all'azione aggressiva della salsedine, ammaloramenti che però non compromettono la capacità portante della struttura.

Le analisi hanno confermato che l'edificio ha senz'altro una struttura ben dimensionata per i carichi verticali ma realizzata in assenza di criteri antisismici e per questo con alcune inevitabili carenze di impostazione; del resto esso è stato progettato negli anni '60, prima che il comune di Livorno fosse inserito nella mappa dei comuni a rischio sismico (zona 2 - S=9, con **D.M. del 2 luglio 1980**).

La struttura portante dell'edificio è costituita da telai longitudinali "piani" disposti lungo l'asse nord-sud (paralleli alla sponda marina), costituiti da esili pilastri posti ad interasse di 5-6 m e travi importanti.

Questo li rende scarsamente duttili perché per niente rispondenti ai criteri geometrici della progettazione in "*capacity design*" che, al fine di dissipare maggiore energia, scongiurando il rischio di crolli improvvisi, prescrive di indurre la formazione delle cerniere plastiche nelle travi piuttosto che nei pilastri, concependo travi esili e pilastri sovreresistenti.

Questi telai longitudinali oltre al collegamento offerto dai solai, non beneficiano della presenza di altri collegamenti trasversali (se si escludono le travi di chiusura lungo il perimetro e la travi che "riquadrano" il vano scale). L'assenza pressoché totale di telai in questa direzione determina una estrema differenza di rigidezze nei due piani e quindi una sostanziale differenza nella risposta a seconda della direzione della forzante.

Questo, insieme all'irregolarità in pianta data dalla presenza del prolungamento della palestra ed in elevazione, rende il comportamento della struttura nel complesso "irregolare".

Vulnerabilità ricorrente di tutti gli edifici coevi è la presenza di copriferri di dimensioni esigue anche in presenza di condizioni ambientali aggressive, a fronte invece di un sistematico rimpello dei pilastri perimetrali, sul lato interno, realizzato probabilmente per il passaggio degli impianti e che può trarre in inganno sulle dimensioni effettive dei pilastri, pilastri che appaiono al netto dei rivestimenti, di sezione estremamente esigua. I solai in laterizio armato di luce prossima a 6 m, privi di soletta armata sono solai non schematizzabili come "diaframmi rigidi".

Alle carenze degli elementi strutturali "primari" e "secondari", si sommano quelle degli elementi non strutturali, in particolare dei tamponamenti esterni realizzati secondo la prassi dell'epoca con tipologia "a doppia fodera" ovvero con doppio paramento: uno esterno spesso 12 cm ed uno interno da 8 cm, separati da un'intercapedine d'aria e privi di collegamenti trasversali.

L'estrema snellezza di questi paramenti, specie dell'esterno, richiedono necessari interventi di rinforzo per evitare rotture per flessione fuori piano.

Alcuni segni di degrado dovuti alla presenza di umidità e alla mancanza di aereazione caratterizzano invece i solai in latero-cemento di calpestio del piano terra.

Altri segni di degrado diffuso caratterizzano anche il rivestimento di facciata in

listelli in laterizio specie sul fronte mare, probabilmente dovuti al rigonfiamento per ossidazione delle armature dei telai in c.a. di supporto. Tale fenomeno risulta peraltro già noto vista la presenza, in molti punti lungo il perimetro, di opere temporanee, disposte come dispositivo di sicurezza a protezione dell'incolumità dei passanti dal rischio di caduta detriti.

L'edificio risulta costruito in adiacenza ad un preesistente edificio a quattro piani ma separato da un giunto tecnico di dimensioni pari a 30 cm, sufficiente a scongiurare il rischio di martellamento.

Tutte le analisi sono state eseguite utilizzando un fattore di confidenza (FC) pari a 1.2, corrispondente ad un Livello di Conoscenza LC2 ed hanno portato come risultato ad un indice di rischio basso ($\zeta_E=0.135$). Al fine di minimizzare i futuri possibili interventi di miglioramento/adequamento sismico necessari, è stata fatta anche una diversa simulazione analitica ipotizzando un approfondimento di indagini che consenta di raggiungere il più elevato Livello di Conoscenza (LC3) e quindi l'utilizzo di fattori di confidenza unitari. Questa nuova analisi non ha restituito tuttavia risultati significativamente più confortanti, a conferma dell'inutilità della programmazione di ulteriori indagini integrative.

11.1.1 Possibili interventi di adeguamento

La nuova normativa consente di modulare gli interventi sulle strutture esistenti considerando accettabili indici di rischio minori dell'unità, di fatto accontentandosi di un "miglioramento" sismico degli edifici. Tale concessione è stata avanzata nell'ottica di una distribuzione razionale delle limitate risorse a disposizione. Esse infatti non risultano sufficienti a consentire per tutti, il raggiungimento delle massime prestazioni, visto il gran numero di immobili a servizio della collettività sui quali sarebbero necessari interventi di rinforzo strutturale, per l'obsolescenza dell'edificato pubblico esistente. L'obiettivo del legislatore è quello quindi di intervenire sul maggior numero di immobili cercando di eliminare le vulnerabilità più gravi con riferimento alle conseguenze in termini di perdite di vite umane. Questo stride certamente con il rilievo del reale stato in cui versa il patrimonio scolastico italiano, fotografato nel recente ed autorevole "*XV Rapporto sulla sicurezza delle scuole*", redatto da "*Cittadinanzattiva*" e pubblicato nel 2017.

Esso ha restituito un quadro non incoraggiante: per le scuole situate in zona sismica (oltre la metà del totale nazionale) solo un quarto ha l'agibilità statica, poco meno della metà il collaudo. In poco più di un quarto (27%) è stata realizzata la verifica di vulnerabilità sismica. Ben pochi gli edifici su cui sono stati effettuati interventi di miglioramento e adeguamento sismico: la media nazionale è rispettivamente del 12% e del 7%. Assai indietro il Lazio (3%) e la Campania (6% di scuole migliorate sismicamente e 4% adeguate).

Di fronte a questo scenario è chiaro che molto deve essere ancora fatto.

Le recenti normative per le costruzioni di classe III ad uso scolastico stabiliscono che il valore di ζ_E , a seguito degli interventi di miglioramento, sia comunque non minore di 0,6 (§ 8.4.2 NTC18).

Nel caso specifico l'indice di rischio risultato dalle analisi, piuttosto modesto, indica certamente la presenza di difetti di impostazione e concezione del sistema

sismoresistente in fase di progettazione, del resto l'edificio è stato progettato prima che il comune di Livorno fosse dichiarato "sismico" e quindi senza criteri antisismici.

Valori bassi dell'indice di rischio implicano generalmente interventi pesanti sulle strutture che rendono molto simili i costi sia per interventi di miglioramento ($\zeta_E=0.60$) che di adeguamento sismico ($\zeta_E=0.80$), rendendo certamente poco razionale l'idea di modulare ed eventualmente procrastinare negli anni gli interventi.

La soluzione quindi più ragionevole è procedere eventualmente direttamente all'adeguamento sismico dell'edificio che passa necessariamente attraverso l'inserimento di un nuovo "sistema resistente" in grado di assorbire gran parte delle azioni orizzontali indotte dal sisma.

Esso potrà essere realizzato mediante nuovi setti in c.a. posti generalmente in direzioni trasversale (Est – Ovest), disposti in modo da rendere il più possibile "regolare" la risposta della struttura, in particolare facendo coincidere il più possibile centro di masse e centro delle rigidezze, compatibilmente con le esigenze architettoniche della futura destinazione d'uso.

In alternativa potranno essere utilizzati controventi dissipativi in acciaio.

Inserendo elementi controventanti soprattutto in direzione trasversale si provvederà a garantire efficaci collegamenti ai telai longitudinali.

Le azioni trasmesse in fondazione dai nuovi elementi controventanti saranno trasferite al terreno mediante la realizzazione di nuove nervature collegate alla platea o con ringrossi delle esistenti.

Perché il nuovo sistema resistente possa funzionare occorre che i solai siano in grado di trasferire le azioni ai nuovi elementi resistenti, lavorando come "diaframmi rigidi". I solai, allo stato attuale, non sono in grado di garantire questo funzionamento per l'assenza di una soletta armata in calcestruzzo che dovrà quindi essere realizzata necessariamente contestualmente al resto degli interventi.

Per realizzare questa soletta armata sarà necessaria la demolizione a tutti i piani, di tutti i divisori interni in mattoni forati di laterizio, divisori che successivamente potranno essere sostituiti da nuove pareti divisorie con sistemi a secco, con forte riduzione delle masse.

Durante le operazioni connesse ad alcuni lavori di manutenzione dell'impianto fognario si è potuto prendere visione dello stato di conservazione dei solai di calpestio del piano terra e rilevare la presenza di diffusi fenomeni di sfondellamento dovuti probabilmente a problemi di umidità, per la mancanza di aereazione dell'intercapedine tra la platea ed il piano rialzato. Dovendo quindi già procedere alla demolizione parziale estradossale per la realizzazione della soletta armata e risultando quindi necessari anche interventi di rinforzo intradossale per contrastare questi fenomeni, può risultare forse più conveniente la loro completa demolizione e sostituzione. Allo scopo di diffondere meglio in modo più uniforme i carichi sulla platea i nuovi potranno essere realizzati con un vespaio areato realizzato con casseri autoportanti in PVC (tipo *Atlantis* della *Daliform*), completato con soletta armata di spessore adeguato.

Per la messa in sicurezza dei tamponamenti a "cassetta", evitandone il collasso, si propone la realizzazione di diaframmi di collegamento fra i due paramenti murari. Il collegamento dei tamponamenti alla struttura e la loro messa in sicurezza sarà invece garantito mediante l'intonaco, sia interno che esterno, armato con rete in fibra di vetro. In alternativa si potrà prevedere la sostituzione integrale delle specchiature maggiori, con muratura in blocchi monolitici in laterizio di spessore adeguato, eventualmente armata.

L'intervento non potrà prescindere dal ripristino corticale di tutti i telai esistenti in c.a sul perimetro, direttamente esposti all'aggressivo ambiente marino circostante, previa rimozione del rivestimento in listelli in laterizio che potrà successivamente essere sostituito da un rivestimento esterno leggero in grado di migliorare anche le performance termiche dell'edificio in termini di efficienza energetica.

Questo intervento risolverà quindi anche i problemi legati ai possibili futuri fenomeni di distacco di detriti del paramento dovuti all'aumento di volume per l'ossidazione delle armature dei telai sottostanti.

12 OUTPUT GRAFICI DEL MODELLO FEM

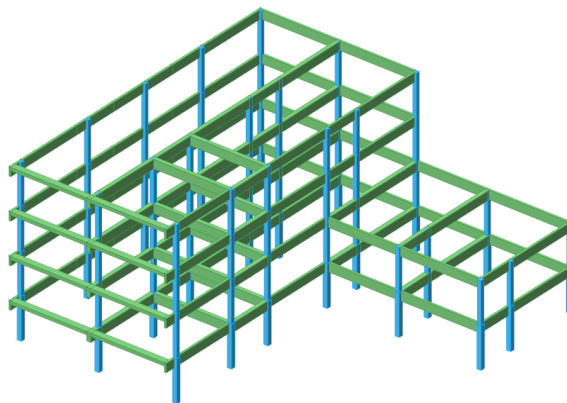


Figura 27- Modello Corpo A - Rappresentazione tridimensionale assonometrica del modello

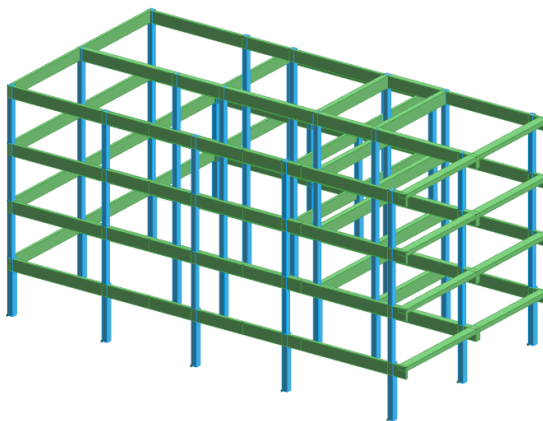


Figura 28- Modello Corpo A - Rappresentazione tridimensionale assonometrica del modello
