

Città di Torino
Settore edilizia scolastica nuove opere

VERIFICHE TECNICHE
STRUTTURALI SU EDIFICI SCOLASTICI
INSERITI NELLE OPERE DI MANUTENZIONE
STRAORDINARIA
CIRCOSCRIZIONI 7-8-1 PARTE (CENTRO)

PERIZIA STATICA PRELIMINARE

(fase 1)

Scuola Materna statale “Borgarello”

Corso Sicilia n. 24 - TORINO

Il professionista

Ing. Carmelo RINALDIS

Indice

1.	Introduzione	3
2.	Riferimenti normativi.....	3
3.	Documentazione acquisita.....	4
4.	Descrizione generale dell'opera	4
5.	Descrizione delle strutture.....	5
6.	Analisi del quadro fessurativo e delle criticità riscontrate	6
7.	Criteri di analisi svolta al calcolatore.....	7
8.	Analisi strutturale secondo normativa originaria	8
8.1.	Criteri generali di analisi e di verifica	8
8.2.	Caratteristiche dei materiali	8
8.3.	Analisi dei carichi.....	9
8.4.	Analisi delle sollecitazioni e verifica elementi.....	10
9.	Valutazione della sicurezza secondo normativa attuale (NTC 2008).....	13
9.1.	Criteri generali di analisi e di verifica	14
9.2.	Caratteristiche dei materiali	15
9.3.	Analisi dei carichi.....	16
9.4.	Analisi delle sollecitazioni e verifica elementi	17
10.	Conclusioni.....	20

1. Introduzione

Nel contesto delle opere di manutenzione straordinaria di alcuni edifici scolastici appartenenti alle circoscrizioni 7, 8 e parte della 1, nel territorio della Città di Torino, sono previste delle verifiche tecniche strutturali, nella forma di perizia statica, in conformità alle leggi vigenti all'epoca della costruzione, e la valutazione della sicurezza secondo la procedura prevista dal D.M. 14/1/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

Lo svolgimento delle verifiche suddette è articolato in due fasi temporali, di seguito descritte:

- Fase 1: predisposizione di una perizia statica preliminare, valutando la sicurezza strutturale dell'edificio nel rispetto delle normative vigenti all'epoca della costruzione e delle normative attuali, e progettazione di una campagna di indagini conoscitive sulle strutture e sui materiali costitutivi;
- Fase 2: direzione operativa della campagna di indagini conoscitive ed emissione, ove ricorrano le condizioni, del certificato di idoneità statica, accompagnato dalla perizia statica conclusiva.

Nella fase attuale di verifica (Fase 1) sussistono naturalmente delle incertezze, differenti da caso a caso in funzione delle informazioni già disponibili e dalla facilità di comprensione della struttura tramite semplici rilievi visivi. Per tale ragione, la valutazione della sicurezza statica è da considerarsi in ogni caso approssimativa, e dunque la perizia statica dovrà ritenersi "preliminare".

La presente perizia riguarda le strutture del plesso scolastico in cui ha sede la scuola materna "Borgarello", in corso Sicilia n. 24 a Torino.

La prima parte della relazione comprende la descrizione generale dell'opera e delle strutture, l'inquadramento storico del fabbricato e l'eventuale evoluzione costruttiva, e i risultati dei rilievi e delle indagini condotte (Capitoli 2 – 7); la seconda riguarda l'analisi dei risultati ottenuti applicando la normativa vigente all'epoca della costruzione (Capitolo 8), mentre la terza parte riassume una valutazione dei livelli di sicurezza secondo il D.M. 14/1/2008 attualmente vigente (Capitolo 9).

La documentazione fotografica a corredo della presente relazione è riportata nell'Allegato n. 1.

2. Riferimenti normativi

La Normativa di riferimento per l'esecuzione delle verifiche tecniche è riportata di seguito:

1. Regio Decreto n. 2229 del 16/11/1939 "Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato";

2. Circ. Min. LL.PP. n. 1472 del 23/05/1957 “Armature delle strutture in cemento armato”;
3. Circ. Min. LL.PP. n. 1547 del 17/05/1965 “Caratteristiche e modalità di impiego nel cemento armato degli acciai ad aderenza migliorata”;
4. Norme CNR UNI 10012/67 “Ipotesi di carico sulle costruzioni”;
5. D.M. LL.PP. n. 180 del 30/05/1972;
6. D.M. LL.PP. n. 198 del 30/05/1974;
7. Legge n. 1086 del 5/11/1971 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”;
8. D.M. 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”, S.O. n. 30 alla G.U. n. 29 del 4/2/08 (*abbreviate nel seguito come “NTC 2008”*);
9. Circolare esplicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni, di cui al n. 617 S.O. del n. 27 alla G.U. n. 47 del 26/2/2009 (*abbreviata nel seguito come “Circolare delle NTC 2008”*).

3. Documentazione acquisita

Il Settore Edilizia Scolastica del Comune di Torino ha messo a disposizione, come supporto per lo svolgimento delle verifiche tecniche in oggetto, la sottoelencata documentazione:

1. Elaborato grafico esecutivo della pianta delle fondazioni e tracciamenti, a firma degli ing. Emanuele CALLARI e Renato MARTELOTTA di Torino, datato 1972;
2. Relazione sui pali di fondazione, redatta dalla società SO.GE.FON. S.a.s. di Borelli & C. di Milano, datata 25/7/1973;

Dal momento che tale documentazione è fortemente carente, in quanto mancano tutti gli elaborati relativi alle restanti parti strutturali in calcestruzzo armato, le informazioni sulla geometria delle strutture saranno acquisite tramite un dettagliato rilievo ex-novo, integrato da un progetto simulato ipotizzando il quantitativo delle armature utilizzate, di cui relazionerà nel seguito.

4. Descrizione generale dell’opera

Il plesso scolastico in oggetto è costituito da un singolo fabbricato, ubicato nella circoscrizione 8 del territorio comunale della Città di Torino, con accesso principale da corso Sicilia n. 24.

La progettazione del fabbricato risale al 1972 circa e la sua costruzione al 1974 circa, come desumibile dalla documentazione acquisita, e la destinazione d’uso al momento della costruzione è rimasta immutata.

Il fabbricato presenta una pianta ad U, inscritta in un rettangolo di lati 25.70 x 48.90 m circa, con simmetria rispetto ad un asse verticale.

La tipologia costruttiva è a telai in calcestruzzo armato e solai in laterocemento, con murature perimetrali e divisori interni in mattoni; la struttura di copertura è in calcestruzzo armato, con manto di copertura in pannelli di lamiera grecata (cfr. Allegato 1 fig. 1-2).

La distribuzione interna dei locali, posti tutti al piano terreno, prevede aule didattiche, uffici e servizi, due dormitori e un'aula per le attività motorie, oltre ad un alloggio per il custode.

E' presente inoltre un sottotetto non praticabile, ispezionabile tramite una botola posta nel locale cucina (cfr. Allegato 1 fig. 6). Per ciascuno dei due semicorpi nei quali si può concettualmente dividere il fabbricato, la copertura è organizzata a quattro falde, convergenti su un nucleo centrale di pianta quadrata che è posto a quota superiore, localizzato in corrispondenza dell'atrio (cfr. Allegato 1 fig. 3).

A livello interrato sono stati ricavati due locali ad uso deposito/cantina su ciascuno dei due lati minori del fabbricato, per un ingombro in pianta di circa 7 x 8 m. Nella restante parte del fabbricato è invece realizzato un vespaio, ispezionabile con accesso da entrambi i locali sopra descritti (cfr. Allegato 1 fig. 4).

E' presente una controsoffittatura di tipo leggero con orditura a vista in tutti i locali destinati ad attività didattiche, restando quindi esclusi i servizi e le cucine (cfr. Allegato 1 fig. 3).

L'altezza interpiano netta, misurata fino al controsoffitto, è pari a 2,85 m circa, mentre nei due atrii l'altezza è di 6,0 m circa al controsoffitto e di 6,15 m al solaio.

5. Descrizione delle strutture

In riferimento a quanto indicato nel capitolo introduttivo, si premette che la conoscenza della struttura e dei materiali costitutivi in questa fase di verifica (Fase 1) è limitata.

Come già indicato, la documentazione progettuale disponibile sulle strutture non è sufficiente a descrivere compiutamente l'organizzazione strutturale del fabbricato. Si è pertanto proceduto, in questa fase di verifica, a rilevare in situ le strutture visibili ad occhio nudo e a simulare l'armatura utilizzata.

Le strutture sono formate da elementi in calcestruzzo armato eseguito in opera, organizzate secondo schemi statici a telaio, con fondazioni su pali e plinti in sommità (cfr. Allegato 1 fig. 4); non sono stati rilevati giunti strutturali.

Le fondazioni sono costituite da pali di piccolo diametro e di lunghezza di 12 m , secondo quanto indicato nella documentazione acquisita (cfr. Documentazione acquisita). Sono stati realizzati gruppi di 2-3-4 pali per ciascun plinto di testa, sul quale sorgono i pilastri. Tali plinti hanno base rettangolare o simil triangolare, di dimensioni diverse. La quota di imposta delle fondazioni su pali risulta a circa -1 m rispetto al piano di campagna.

L'armatura degli elementi strutturali è costituita presumibilmente da barre d'acciaio ad aderenza migliorata (cfr. Allegato 1 fig. 5), del tipo FeB38k o FeB44k.

La struttura in elevazione è formata da pilastri e travi in spessore e fuori spessore di solaio, aventi sezioni rettangolari e a T di diverse dimensioni.

I pilastri hanno sezione rettangolare o quadrata, di dimensioni 30x30, 30x35 e 35x35 cm.

I solai sono realizzati in laterocemento, con spessori grezzi presunti pari a 27 cm (22+5) per il primo solaio, 25 cm (20+5) per il solaio del sottotetto e 24 cm (20+4) per la copertura.

La struttura della copertura è realizzata, come detto, a quattro falde, con una soletta anche'essa in laterocemento, poggiante su travi in calcestruzzo armato. La copertura dell'atrio, posta a quota superiore, è realizzata presumibilmente con una soletta piana in laterocemento.

Gli elaborati grafici di supporto alle verifiche sono riprodotti nell'Allegato 2 alla presente relazione.

6. Analisi del quadro fessurativo e delle criticità riscontrate

Durante i sopralluoghi del 19 maggio, del 10 e del 23 giugno 2010, l'indagine visiva ha evidenziato i seguenti aspetti:

- Non appaiono fessurazioni visibili ad occhio nudo negli elementi strutturali;
- E' avvenuto un distacco pressoché completo dei mattoni di rivestimento di alcuni pilastri perimetrali (cfr. All.1 fig. 10). *Questo aspetto, che potrebbe nascondere un problema di carattere strutturale nei pilastri interessati, costituisce al momento un elemento di incertezza nella valutazione generale della sicurezza del fabbricato e sarà pertanto oggetto di indagine più approfondita nella fase successiva dei lavori;*
- Ci sono tracce di infiltrazione d'acqua nel soffitto in corrispondenza dell'ingresso principale, sul lato interno, con sgretolamento dell'intonaco in più punti (cfr. All.1 fig. 9);
- Ci sono fessurazioni in corrispondenza dell'ingresso al locale centrale elettrica al piano interrato;

- Nella maggior parte degli elementi strutturali in fondazione, e soprattutto nei muri controterra, è stato espulso il copriferro, a causa anche del suo insufficiente spessore, e le armature sono esposte alla corrosione (cfr. All.1 fig. 4);
- Il calcestruzzo del cornicione si presenta degradato in più punti, con avvenuta espulsione del copriferro ed esposizione delle barre di armatura alla corrosione (cfr. All.1 fig. 7-8).

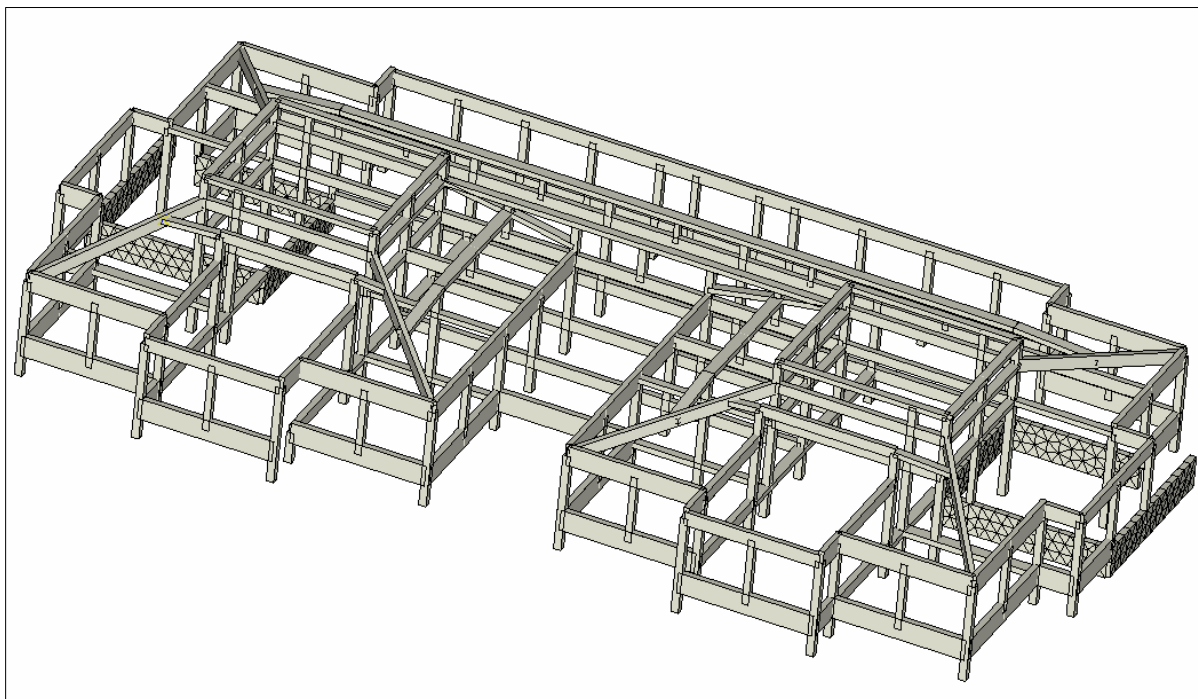
7. Criteri di analisi svolta al calcolatore

L'analisi della struttura avviene mediante la modellazione spaziale della stessa con gli elementi finiti, al fine di valutare la resistenza degli elementi nella loro configurazione reale, utilizzando il metodo delle tensioni ammissibili (per le verifiche secondo normativa originaria) e degli stati limite (per le verifiche con NTC 2008).

Il programma di calcolo utilizzato è denominato "AxisVM" versione 7, prodotto dalla Inter-CAD Kft., Ungheria e distribuito in Italia dalla S.T.A. DATA S.r.l. di Torino.

L'analisi strutturale viene condotta in campo lineare e considerando il materiale perfettamente elastico. La schematizzazione del sistema resistente è a telaio spaziale, con travi e pilastri mutuamente incastrati (nodi rigidi) e caricati dagli orizzontamenti.

Nella figura seguente è rappresentato il modello strutturale agli elementi finiti.



8. Analisi strutturale secondo normativa originaria

In base alla data di stesura del progetto esecutivo delle strutture e all'analisi della normativa storica sulle costruzioni, si desume che la normativa in vigore al momento della progettazione del fabbricato fosse la seguente:

- Per il calcestruzzo armato: D.M. LL.PP. n. 180 del 1972;
- Per l'acciaio d'armatura: D.M. LL.PP. n. 180 del 1972;
- Per le azioni sulle costruzioni: UNI CNR 10012/67

8.1. Criteri generali di analisi e di verifica

Nel rispetto della normativa originaria sopra riportata, la struttura è stata verificata con il metodo delle tensioni ammissibili.

La sicurezza è pertanto valutata confrontando le sollecitazioni agenti negli elementi strutturali con i valori di tensione ammissibile fissata per l'acciaio e il calcestruzzo.

Le verifiche sono condotte in funzione della geometria degli elementi strutturali rilevati in situ (cfr. Allegato 2) e delle armature minime ipotizzate in un progetto simulato, in accordo con la normativa dell'epoca.

8.2. Caratteristiche dei materiali

Come specificato nel capitolo introduttivo e sulla base della documentazione acquisita, le caratteristiche dei materiali non sono disponibili dagli elaborati progettuali; parimenti, non sono disponibili in questa fase di verifica i certificati di prova sulle resistenze meccaniche dei materiali di uso strutturale. Di conseguenza, le caratteristiche dei materiali sono state ipotizzate sulla base di quanto era richiesto dalla normativa dell'epoca.

CALCESTRUZZO		
Tipo di cemento	-	32.5
Classe di resistenza R_{ck}	N/mm^2	25
Tensione ammissibile $\sigma_{c,amm}$	N/mm^2	8.5
Modulo elastico normale (E_{cm})	N/mm^2	28460
Modulo elastico tangenziale (G_{cm})	N/mm^2	12374
Coefficiente di Poisson ν	-	0.15
Peso specifico calcestruzzo armato	kN/m^3	25

ACCIAIO D'ARMATURA		
Tipo	-	FeB44k
Tensione ammissibile $\sigma_{s,amm}$	N/mm ²	240
Modulo elastico normale (E_{sm})	N/mm ²	210000
Modulo elastico tangenziale (G_{sm})	N/mm ²	91304
Coefficiente di Poisson ν	-	0.15
Peso specifico	kN/m ³	78.5
Coefficiente di omogeneizzazione n	-	15

Terreno di sottosuolo

Le caratteristiche del terreno di sottosuolo per il sito in esame sono conosciute solo in parte, ovvero sulla base di quanto descritto nella relazione sui pali di fondazione (cfr. Documentazione acquisita). Da tale relazione, si desume che il terreno abbia una scarsissima capacità portante fino ad un approfondimento di circa 12 metri dal piano campagna.

Sempre dalla relazione sui pali, si evince che in occasione dell'esecuzione dei pali la falda sia stata trovata ad una profondità di circa 10 m dal piano campagna e che il valore di portata ammissibile P_{amm} per singolo palo sia pari a 400 kN; pertanto, nell'attuale fase di verifica, si assume come valido il valore di portata sopra indicato.

8.3. Analisi dei carichi

Ai fini delle verifiche, le azioni che si manifestano sulla struttura sono valutate in riferimento ai valori nominali, individuati dalle norme UNI CNR 10012/67 per la pertinente destinazione d'uso; le tabelle seguenti riassumono i valori utilizzati:

Solaio piano terra (aule scolastiche)

Carichi permanenti

Solaio in laterocemento (22+5) cm	kN/m ²	3.00
Permanententi portati (pavimentazione, sottofondi)	kN/m ²	2.00
Totale	kN/m ²	5.00

Carichi variabili

Carico variabile (aule scolastiche)	kN/m ²	3.50
Totale	kN/m ²	8.50

Solaio piano sottotetto non accessibile

Carichi permanenti

Solaio in laterocemento (20+5) cm	kN/m ²	3.00
Permanententi portati (pavimentazione, sottofondi)	kN/m ²	1.50
Totale	kN/m ²	4.50

Carichi variabili

Carico variabile (non accessibile)	kN/m ²	1.00
Totale	kN/m ²	5.50

Solaio di copertura

Carichi permanenti

Solaio in laterocemento (20+4) cm	kN/m ²	2.80
Permanenti portati (rivestimento, lamiera)	kN/m ²	1.50
Totale	kN/m ²	4.30

Carichi variabili

Carico variabile (neve)	kN/m ²	0.90
Totale	kN/m ²	5.20

8.4. Analisi delle sollecitazioni e verifica elementi

I dati completi di input e di output del modello di calcolo, inclusi i valori di sollecitazione sugli elementi, sono riportati in Allegato 4 (solo nella versione su supporto informatico); nel seguito si riportano invece i dettagli delle verifiche svolte su alcuni elementi, selezionati tra quelli più significativi. *Le verifiche sono condotte, come già indicato, in funzione della geometria rilevata (cfr. Allegato 2) e delle armature minime ipotizzate in un progetto simulato, secondo quanto richiesto dalla normativa dell'epoca.*

Le verifiche sono state effettuate sui sottoelencati elementi:

Trave "T1" - sezione a T 50/30x57 - solaio piano terra

da progetto simulato: Armatura in mezzeria: $A_{sup} = 2\phi 10$; $A_{inf} = 4\phi 18$;
 Armatura in estremità: $A_{sup} = 6\phi 18 + 2\phi 10$; $A_{inf} = 2\phi 18$;

Momento flettente sollecitante (max negativo): $M_{s,-} = -157$ kNm
 Momento flettente resistente (negativo): $M_{R,-} = -162$ kNm
 $--> |M_{R,-}| > |M_{s,-}|$ **verifica soddisfatta**

$\sigma_c = 8.2$ N/mm² < $\sigma_{c,adm} (= 8.5$ N/mm²)
 $\sigma_s = 191$ N/mm² < $\sigma_{s,adm} (= 240$ N/mm²)

Momento flettente sollecitante (max positivo): $M_{s,+} = 80$ kNm
 Momento flettente resistente (positivo): $M_{R,+} = 132$ kNm
 $--> |M_{R,+}| > |M_{s,+}|$ **verifica soddisfatta**

$\sigma_c = 4.1$ N/mm² < $\sigma_{c,adm} (= 8.5$ N/mm²)
 $\sigma_s = 157$ N/mm² < $\sigma_{s,adm} (= 240$ N/mm²)

Taglio sollecitante massimo: $V_s = 145$ kN

$\tau_c = 0.98$ N/mm² > $\tau_{c0} (= 0.53)$ **staffe richieste**

Si ipotizzano staffe $\phi 10$ mm/12.5 cm **(in prossimità appoggio)**

$\sigma_{s,staffe} = 233$ N/mm² < $\sigma_{s,adm}$ **verifica soddisfatta**

Trave "T5" - sezione a T 50x27 - solaio piano terra

da progetto simulato: Armatura in mezzeria: $A_{sup} = 2\phi 8$; $A_{inf} = 5\phi 14$;
 Armatura in estremità: $A_{sup} = 3\phi 14 + 2\phi 8$; $A_{inf} = 2\phi 14$;

Momento flettente sollecitante (max negativo): $M_{s,-} = -36$ kNm
 Momento flettente resistente (negativo): $M_{R,-} = -44$ kNm
 $\rightarrow |M_{R,-}| > |M_{s,-}|$ verifica soddisfatta

$\sigma_c = 6.7$ N/mm² < $\sigma_{c,adm} (= 8.5$ N/mm²)
 $\sigma_s = 209$ N/mm² < $\sigma_{s,adm} (= 240$ N/mm²)

Momento flettente sollecitante (max positivo): $M_{s,+} = 19$ kNm
 Momento flettente resistente (positivo): $M_{R,+} = 43$ kNm
 $\rightarrow |M_{R,+}| > |M_{s,+}|$ verifica soddisfatta

$\sigma_c = 3.7$ N/mm² < $\sigma_{c,adm} (= 8.5$ N/mm²)
 $\sigma_s = 111$ N/mm² < $\sigma_{s,adm} (= 240$ N/mm²)

Taglio sollecitante massimo: $V_s = 58$ kN
 $\tau_c = 0.52$ N/mm² < $\tau_{c0} (= 0.53)$ staffe non richieste
 Si ipotizzano comunque staffe $\phi 8$ mm/12.5 cm (in prossimità appoggio)

Travetto "S1" - solaio piano terra - luce netta = 6.00 m

Predimensionamento altezza utile solaio: $l/25 = 24$ cm (ipotizzo solaio 22+5 cm - h utile 25 cm)

da progetto simulato: Armatura in mezzeria: $A_{sup} = 0$; $A_{inf} = 2\phi 16$;
 Armatura in estremità: $A_{sup} = 2\phi 16$; $A_{inf} = 1\phi 16$;

Si ipotizza un momento flettente pari a $ql^2/12$ in estremità e $ql^2/10$ in mezzeria.

Momento flettente sollecitante (max negativo): $M_{s,-} = -14$ kNm
 Momento flettente resistente (negativo): $M_{R,-} = -15$ kNm
 $\rightarrow |M_{R,-}| > |M_{s,-}|$ verifica soddisfatta

$\sigma_c = 8.00$ N/mm² < $\sigma_{c,adm} (= 8.5$ N/mm²)
 $\sigma_s = 159$ N/mm² < $\sigma_{s,adm} (= 240$ N/mm²)

Momento flettente sollecitante (max positivo): $M_{s,+} = 16.8$ kNm
 Momento flettente resistente (positivo): $M_{R,+} = 22$ kNm
 $\rightarrow |M_{R,+}| > |M_{s,+}|$ verifica soddisfatta

$\sigma_c = 4.5$ N/mm² < $\sigma_{c,adm} (= 8.5$ N/mm²)
 $\sigma_s = 182$ N/mm² < $\sigma_{s,adm} (= 240$ N/mm²)

Trave "T1" - sezione 30x60 - solaio piano sottotetto

da progetto simulato: Armatura in mezzeria: $A_{sup} = 2\phi 10$; $A_{inf} = 3 + 2\phi 20$;
 Armatura in estremità: $A_{sup} = 4\phi 20 + 2\phi 10$; $A_{inf} = 2\phi 20$;

Momento flettente sollecitante (max negativo): $M_{s,-} = -162$ kNm
 Momento flettente resistente (negativo): $M_{R,-} = -174$ kNm
 $\rightarrow |M_{R,-}| > |M_{s,-}|$ verifica soddisfatta

$\sigma_c = 7.9$ N/mm² < $\sigma_{c,adm} (= 8.5$ N/mm²)
 $\sigma_s = 219$ N/mm² < $\sigma_{s,adm} (= 240$ N/mm²)

Momento flettente sollecitante (max positivo): $M_{s,+} = 107$ kNm
 Momento flettente resistente (positivo): $M_{R,+} = 146$ kNm
 $\rightarrow |M_{R,+}| > |M_{s,+}|$ **verifica soddisfatta**

$\sigma_c = 6.2$ N/mm² < $\sigma_{c,adm} (= 8.5$ N/mm²)
 $\sigma_s = 166$ N/mm² < $\sigma_{s,adm} (= 240$ N/mm²)

Taglio sollecitante massimo: $V_s = 132$ kN

$\tau_c = 0.84$ N/mm² > $\tau_{c0} (= 0.53)$ **staffe richieste**

Si ipotizzano staffe $\phi 10$ mm/12.5 cm **(in prossimità appoggio)**

$\sigma_{s,staffe} = 201$ N/mm² < $\sigma_{s,adm}$ **verifica soddisfatta**

Trave "T5" - sezione 30x45 - solaio piano sottotetto

da progetto simulato: Armatura in mezzeria: $A_{sup} = 2\phi 10$; $A_{inf} = 4\phi 16$;
 Armatura in estremità: $A_{sup} = 4\phi 16 + 2\phi 10$; $A_{inf} = 2\phi 16$;

Momento flettente sollecitante (max negativo): $M_{s,-} = -76$ kNm

Momento flettente resistente (negativo): $M_{R,-} = -89$ kNm

$\rightarrow |M_{R,-}| > |M_{s,-}|$ **verifica soddisfatta**

$\sigma_c = 7.2$ N/mm² < $\sigma_{c,adm} (= 8.5$ N/mm²)

$\sigma_s = 205$ N/mm² < $\sigma_{s,adm} (= 240$ N/mm²)

Momento flettente sollecitante (max positivo): $M_{s,+} = 32$ kNm

Momento flettente resistente (positivo): $M_{R,+} = 77$ kNm

$\rightarrow |M_{R,+}| > |M_{s,+}|$ **verifica soddisfatta**

$\sigma_c = 3.5$ N/mm² < $\sigma_{c,adm} (= 8.5$ N/mm²)

$\sigma_s = 104$ N/mm² < $\sigma_{s,adm} (= 240$ N/mm²)

Taglio sollecitante massimo: $V_s = 65$ kN

$\tau_c = 0.56$ N/mm² > $\tau_{c0} (= 0.53)$ **staffe richieste**

Si ipotizzano staffe $\phi 8$ mm/12.5 cm **(in prossimità appoggio)**

$\sigma_{s,staffe} = 209$ N/mm² < $\sigma_{s,adm}$ **verifica soddisfatta**

Pilastro P (rif. tavola fondazioni pali 115-116-117) - sezione 35x35

da progetto simulato: Armatura corrente $A_s = (2+2)\phi 20$ mm;

Sforzo normale sollecitante (max): $N = -677$ kN

Area sezione omogenea: $A_{om} = 141340$ mm²

Massima tensione di compressione nel cls: $\sigma_c = -4.8$ N/mm² ($< 0.70\sigma_{c,adm}$
 $= 5.95$ N/mm²)

verifica soddisfatta

Fondazione del pilastro P5 (rif. tavola fondazioni pali 115-116-117)

Carico in testa ai pali: $N_{tot} = N_{P5} + N_{plinto} = 695$ kN

Portata ammissibile per singolo palo: $P_s = 400$ kN

Portata ammissibile palificata (approssimata): $P_{tot} = 1200$ kN

Fattore di sicurezza f_s : $f_s = 1200/695 = 1.73$

Nota: non si considera l'effetto di gruppo.

Tutti gli elementi sopra verificati, ai sensi della normativa dell'epoca, danno ovviamente dei risultati favorevoli, in quanto l'armatura è frutto di un progetto simulato. Per la validazione di tali risultati sono però necessari dei riscontri su geometria ed armatura, eseguibili con la campagna di indagini e prove prevista nella seconda fase di verifiche (Fase 2).

9. Valutazione della sicurezza secondo normativa attuale (NTC 2008)

Ai sensi della normativa tecnica vigente (NTC 2008), la valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti dovrà essere condotta nel rispetto degli stati limite ultimi, nella combinazione relativa allo stato di salvaguardia della vita umana (SLV) o allo stato di collasso (SLC); nella presente relazione, la verifica è condotta nei confronti dello SLV.

Non sono contemplate invece, per la finalità delle presenti verifiche statiche, le azioni di tipo sismico.

L'analisi storico-critica del fabbricato è descritta nel capitolo 3, mentre il rilievo geometrico-strutturale, eseguito in occasione dei sopralluoghi alle opere, è sintetizzato, come già descritto, negli elaborati grafici allegati alla presente relazione (Allegato 2).

La Normativa indica che, sulla base delle informazioni già disponibili e della quantità di indagini e prove previste nella campagna di prove in progetto, il livello di conoscenza *raggiungibile* per la struttura in esame possa essere classificato come "limitato" (LC1) o "adeguato" (LC2). La scelta tra le due classi dipenderà principalmente dall'attendibilità e dall'uniformità dei risultati d'indagine. In questa fase di verifica preliminare si ipotizza il livello di conoscenza più basso (LC1), sebbene non siano ancora state eseguite le indagini in situ e le prove previste nella Fase 2.

Il livello di conoscenza "limitato" è definito dagli aspetti sotto elencati:

Geometria: è nota in base ai rilievi in situ, condotto, per le finalità insite in questa prima fase di verifica, sugli elementi strutturali direttamente ispezionabili. L'individuazione di alcuni elementi strutturali è stata svolta in modo indiretto con l'ausilio di un pacometro mod. Profometer 5/S della PROCEQ S.A., Svizzera, non essendo consentito in questa fase operare una rimozione dell'intonaco presente.

Dettagli costruttivi: i dettagli costruttivi non sono disponibili dagli elaborati esecutivi delle strutture e sono dunque ipotizzati da un progetto simulato, in accordo con la normativa dell'epoca della costruzione.

Secondo la Normativa attuale (cfr. Tab. C8A.1.2 della Circolare), in questa configurazione sono richieste *limitate verifiche in-situ*, effettuando un rilievo dei dettagli costruttivi sul 15% del totale degli elementi strutturali primari. Tali rilievi saranno oggetto di una specifica campagna di indagini conoscitive, da eseguirsi nella Fase 2 di verifica.

Proprietà dei materiali: le informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali non sono disponibili, e quindi si adottano i valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca, convalidati da limitate prove in-situ.

Secondo la Normativa attuale (cfr. Tab. C8A.1.2 della Circolare), sono quindi richieste *limitate prove in-situ*, nella misura di 1 provino di calcestruzzo per 300 m² di solaio e di 1 campione di armatura per piano dell'edificio.

Tali prove saranno oggetto di una specifica campagna di indagini conoscitive, da eseguirsi nella Fase 2 di verifica.

Il fattore di confidenza (FC) corrispondente al livello di conoscenza ipotizzato è pari a **1.35** (cfr. Tab. C8A.1.2 della Circolare).

9.1. Criteri generali di analisi e di verifica

Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

L'edificio in progetto rientra tra le opere di importanza normale (NTC Tabella 2.4.I), per cui la vita nominale è pari a $V_N \geq 50$ anni. La classe d'uso è invece determinata come Classe III, in quanto si tratta di edifici scolastici, come precisato nelle Istruzioni alle NTC al § 2.4.2.

Di conseguenza, il periodo di riferimento è pari a $V_R \geq 75$ anni.

Combinazione delle azioni

Per la verifica allo Stato Limite Ultimo (SLV):

Valori dei coefficienti di combinazione adottati:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Categoria	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
C.1 (scuole)	0.7	0.7	0.6
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve	0.5	0.2	0.0

I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono derivati dalle NTC - Tabella 2.6.I e sono pari a:

$$\begin{aligned} \gamma_{g1} &= 1.3 \\ \gamma_{g2} &= 1.5 \\ \gamma_q &= 1.5 \end{aligned}$$

9.2. Caratteristiche dei materiali

Dove non specificato diversamente, si fa riferimento ai valori già ipotizzati e riportati nel capitolo precedente, relativo alle verifiche secondo la normativa dell'epoca di costruzione.

Prove sclerometriche

E' stata condotta una campagna di prove non distruttive sul calcestruzzo, con l'uso di sclerometro tipo Schmidt, su un numero di elementi scelti a campione, effettuando n. 10 battute per ciascuno di essi. I risultati delle singole prove sono indicati in Allegato 3, mentre nel seguito si riporta il valore della resistenza media caratteristica $R_{ck,m}$ ottenuto da tali prove.

$$R_{ck,m} = 32 \text{ N/mm}^2$$

Dal momento che il valore ottenuto è superiore a quello pertinente alla classe di calcestruzzo ipotizzato, si può cautelativamente assumere in questa fase di verifiche un valore di riferimento della resistenza del calcestruzzo in opera pari al valore minimo tra i due. E' infatti opportuno considerare che le prove sclerometriche su un calcestruzzo invecchiato conducono generalmente ad una sovrastima della resistenza effettiva del materiale.

CALCESTRUZZO		
Resistenza media caratteristica di riferimento $R_{ck,m}$	N/mm ²	25
Resistenza media caratteristica $f_{c,m}$	N/mm ²	20
Coefficiente parziale di sicurezza γ_c	-	1.5
Resistenza di calcolo $f_{cd,LC}$	N/mm ²	8.71
Modulo elastico normale (E _{cm} /FC)	N/mm ²	21023
Modulo elastico tangenziale (G _{cm} /FC)	N/mm ²	9140
Coefficiente di Poisson ν	-	0.15
Peso specifico calcestruzzo armato	kN/m ³	25

ACCIAIO		
Tipo	-	FeB44k
f_{yk}	N/mm ²	430
Coefficiente parziale di sicurezza γ_s	-	1.15
$f_{yd,LC}$	N/mm ²	277
Modulo elastico normale (E _{sm} /FC)	N/mm ²	155555
Modulo elastico tangenziale (G _{sm} /FC)	N/mm ²	67633
Coefficiente di Poisson ν	-	0.15
Peso specifico	kN/m ³	78.5

Terreno di sottosuolo

Conformemente a quanto descritto nel capitolo precedente, i dati relativi al terreno di fondazione sono desunti dalla relazione tecnica sui pali di fondazione, in cui sono indicati i seguenti parametri geotecnici, definiti dalle NTC secondo il metodo agli stati limite e riferiti ad uno strato di terreno di potenza 12 m:

Combinazione delle azioni: Approccio 2		(A1+M1+R3)
Angolo di attrito di progetto φ'_d		20°
Coesione efficace di progetto c'_d	kPa	0
Densità di progetto γ_d	kN/m ³	18
Fattore di sicurezza γ_R (γ_b, γ_s)		1.15

9.3. Analisi dei carichi

Ai fini delle verifiche, le azioni che si manifestano sulla struttura sono valutate in riferimento al raggiungimento dello stato limite ultimo (SLV), nella combinazione indicata in precedenza.

I carichi nominali sono in parte desunti da quanto rilevabile in situ in questa fase di verifica (per i carichi permanenti propri e portati) e in parte derivanti da normativa; le tabelle seguenti riassumono i valori utilizzati.

Solaio piano terra

Carichi permanenti G_k

Solaio in laterocemento (22+5) cm	kN/m ²	3.00
Permanenti portati (pavimentazione, sottofondi) + tramezzi	kN/m ²	3.20
Totale G_k	kN/m ²	6.20

Carichi variabili Q_k

Carico variabile (cat. C1 scuole)	kN/m ²	3.00
Totale $G_k + Q_k$	kN/m ²	9.20

Solaio piano sottotetto non accessibile

Carichi permanenti G_k

Solaio in laterocemento (20+5) cm	kN/m ²	3.00
Permanenti portati (pavimentazione, sottofondi)	kN/m ²	1.50
Totale G_k	kN/m ²	4.50

Carichi variabili Q_k

Carico variabile (cat. H1)	kN/m ²	0.50
Totale $G_k + Q_k$	kN/m ²	5.00

Solaio di copertura

Carichi permanenti G_k

Solaio in laterocemento (20+4) cm	kN/m ²	2.80
Permanenti portati (rivestimento, lamiera)	kN/m ²	1.50
Totale G_k	kN/m ²	4.30

Carichi variabili Q_k

Carico variabile (neve)	kN/m ²	1.35
Totale $G_k + Q_k$	kN/m ²	5.65

9.4. Analisi delle sollecitazioni e verifica elementi

I dati completi di input e di output del modello di calcolo, inclusi i valori di sollecitazione sugli elementi, sono riportati in Allegato 4 (solo nella versione su supporto informatico). Nel seguito si riportano invece i dettagli delle verifiche svolte sugli stessi elementi analizzati in precedenza, nel capitolo relativo alle verifiche secondo normativa dell'epoca, per consentire un confronto diretto del livello di sicurezza atteso, in rapporto alle due diverse normative. *Le verifiche sono condotte, come già indicato, in funzione della geometria rilevata (cfr. Allegato 2) e delle armature minime ipotizzate in un progetto simulato, secondo quanto richiesto dalla normativa dell'epoca.*

Le verifiche sono state effettuate sui sottoelencati elementi:

Trave "T1" - sezione a T 50/30x57 - solaio piano terra

da progetto simulato: Armatura in mezzeria: $A_{sup} = 2\phi 10$; $A_{inf} = 4\phi 18$;
 Armatura in estremità: $A_{sup} = 6\phi 18 + 2\phi 10$; $A_{inf} = 2\phi 18$;

Momento flettente di calcolo (negativo): $M_{sd, -} = -229$ kNm
 Momento flettente resistente (negativo): $M_{Rd, -} = -211$ kNm
 $--> |M_{Rd, -}| < |M_{sd, -}|$
verifica non soddisfatta

Momento flettente di calcolo (positivo): $M_{sd, +} = 117$ kNm
 Momento flettente resistente (positivo): $M_{Rd, +} = 132$ kNm
 $--> |M_{Rd, +}| > |M_{sd, +}|$ verifica soddisfatta

Taglio sollecitante di calcolo: $V_{sd} = 211$ kN
 Taglio resistente: $V_{Rd1} = 43$ kN < V_{sd}
staffe richieste

Si ipotizzano staffe $\phi 10$ mm/12.5 cm (in prossimità appoggio)
 $V_{Rsd} = 199$ kN < V_{sd} verifica non soddisfatta

E' necessario quindi applicare una riduzione delle azioni variabili, tramite un coefficiente moltiplicativo $\alpha_q = 0.70$, da cui conseguono:

$M_{sd, alfa, -} = -197$ kNm ; $V_{sd, alfa} = 190$ kN

Pertanto i carichi variabili massimi, che soddisfano le condizioni di verifica secondo NTC, sono pari a $0.70 \times 3.00 = 2.10$ kN/m².

Trave "T5" - sezione a T 50x27 - solaio piano terra

da progetto simulato: Armatura in mezzeria: $A_{sup} = 2\phi 8$; $A_{inf} = 5\phi 14$;
 Armatura in estremità: $A_{sup} = 3\phi 14 + 2\phi 8$; $A_{inf} = 2\phi 14$;

Momento flettente di calcolo (negativo):	$M_{sd,-} = -50$ kNm	
Momento flettente resistente (negativo):	$M_{Rd,-} = -45$ kNm	
	--> $ M_{Rd,-} < M_{sd,-} $	<i>verifica non soddisfatta</i>
Momento flettente di calcolo (positivo):	$M_{sd,+} = 24$ kNm	
Momento flettente resistente (positivo):	$M_{Rd,+} = 43$ kNm	
	--> $ M_{Rd,+} > M_{sd,+} $	<i>verifica soddisfatta</i>
Taglio sollecitante di calcolo:	$V_{sd} = 83$ kN	
Taglio resistente:	$V_{Rd1} = 44$ kN < V_{sd}	staffe richieste
Si ipotizzano staffe $\phi 8\text{mm}/12.5$ cm	(in prossimità appoggio)	
$V_{Rsd} = 145$ kN > V_{sd}		<i>verifica soddisfatta</i>
$V_{Rcd} = 245$ kN > V_{sd}		<i>verifica soddisfatta</i>
Rapporto meccanico staffe:	$\rho_w = 804 > \rho_{w,min} (= 750)$	<i>soddisfatta</i>

E' necessario quindi applicare una riduzione delle azioni variabili, tramite un coefficiente moltiplicativo $\alpha_q = 0.70$, da cui conseguono:

$$M_{sd,alfa,-} = -43 \text{ kNm}$$

Pertanto i carichi variabili massimi, che soddisfano le condizioni di verifica secondo NTC, sono pari a $0.70 \times 3.00 = 2.10$ kN/m².

Travetto "S1" - solaio piano terra - luce netta = 6.00 m

da progetto simulato:	Armatura in mezzeria:	$A_{sup} = 0$; $A_{inf} = 2\phi 16$;
	Armatura in estremità:	$A_{sup} = 2\phi 16$; $A_{inf} = 1\phi 16$;

Si ipotizza un momento flettente pari a $ql^2/12$ in estremità e $ql^2/10$ in mezzeria.

Momento flettente di calcolo (negativo):	$M_{sd,-} = -20.7$ kNm	
Momento flettente resistente (negativo):	$M_{Rd,-} = -22.5$ kNm	
	--> $ M_{Rd,-} > M_{sd,-} $	<i>verifica soddisfatta</i>

Momento flettente di calcolo (positivo):	$M_{sd,+} = 24.9$ kNm	
Momento flettente resistente (positivo):	$M_{Rd,+} = 23.7$ kNm	
	--> $ M_{Rd,+} > M_{sd,+} $	<i>verifica non soddisfatta</i>

E' necessario applicare una riduzione delle azioni variabili, tramite un coefficiente moltiplicativo $\alpha_q = 0.80$, da cui conseguono:

$$M_{sd,alfa,+} = 23.1 \text{ kNm}$$

Pertanto i carichi variabili massimi, che soddisfano le condizioni di verifica secondo NTC, sono pari a $0.80 \times 3.00 = 2.40$ kN/m².

Trave "T1" - sezione 30x60 - solaio piano sottotetto

da progetto simulato:	Armatura in mezzeria:	$A_{sup} = 2\phi 10$; $A_{inf} = 3+2\phi 20$;
	Armatura in estremità:	$A_{sup} = 4\phi 20+2\phi 10$; $A_{inf} = 2\phi 20$;

Momento flettente di calcolo (negativo):	$M_{sd,-} = -212$ kNm
--	-----------------------

Momento flettente resistente (negativo):	$M_{Rd,}^- = -193 \text{ kNm}$ --> $ M_{Rd,}^- < M_{sd,}^- $ <i>verifica non soddisfatta</i>
Momento flettente di calcolo (positivo):	$M_{sd,}^+ = 144 \text{ kNm}$
Momento flettente resistente (positivo):	$M_{Rd,}^+ = 165 \text{ kNm}$ --> $ M_{Rd,}^+ > M_{sd,}^+ $ <i>verifica soddisfatta</i>
Taglio sollecitante di calcolo:	$V_{sd} = 170 \text{ kN}$
Taglio resistente:	$V_{Rd1} = 48 \text{ kN} < V_{sd}$ <i>staffe richieste</i>
Si ipotizzano staffe $\phi 10\text{mm}/12.5 \text{ cm}$	(in prossimità appoggio)
$V_{Rsd} = 299 \text{ kN} > V_{sd}$	<i>verifica soddisfatta</i>
$V_{Rcd} = 341 \text{ kN} > V_{sd}$	<i>verifica soddisfatta</i>
Rapporto meccanico staffe:	$\rho_w = 1257 > \rho_{w,\min} (= 450)$ <i>soddisfatta</i>
E' necessario applicare una riduzione delle azioni variabili, tramite un coefficiente moltiplicativo $\alpha_q = 0.70$, da cui conseguono:	
$M_{sd,\text{alfa,}}^- = -185 \text{ kNm}$	
Pertanto i carichi variabili massimi, che soddisfano le condizioni di verifica secondo NTC, sono pari a $0.70 \times 3.00 = 2.10 \text{ kN/m}^2$.	

Trave "T5" - sezione 30x45 - solaio piano sottotetto

da progetto simulato:	Armatura in mezzeria: $A_{\text{sup}} = 2\phi 10$; $A_{\text{inf}} = 4\phi 16$;
	Armatura in estremità: $A_{\text{sup}} = 4\phi 16 + 2\phi 10$; $A_{\text{inf}} = 2\phi 16$;
Momento flettente di calcolo (negativo):	$M_{sd,}^- = -96 \text{ kNm}$
Momento flettente resistente (negativo):	$M_{Rd,}^- = -97 \text{ kNm}$ --> $ M_{Rd,}^- > M_{sd,}^- $ <i>verifica soddisfatta</i>
Momento flettente di calcolo (positivo):	$M_{sd,}^+ = 40 \text{ kNm}$
Momento flettente resistente (positivo):	$M_{Rd,}^+ = 80 \text{ kNm}$ --> $ M_{Rd,}^+ > M_{sd,}^+ $ <i>verifica soddisfatta</i>
Taglio sollecitante di calcolo:	$V_{sd} = 80 \text{ kN}$
Taglio resistente:	$V_{Rd1} = 39 \text{ kN} < V_{sd}$ <i>staffe richieste</i>
Si ipotizzano staffe $\phi 8\text{mm}/12.5 \text{ cm}$	(in prossimità appoggio)
$V_{Rsd} = 198 \text{ kN} > V_{sd}$	<i>verifica soddisfatta</i>
$V_{Rcd} = 253 \text{ kN} > V_{sd}$	<i>verifica soddisfatta</i>
Rapporto meccanico staffe:	$\rho_w = 804 > \rho_{w,\min} (= 450)$ <i>soddisfatta</i>

Pilastro P (rif. tavola fondazioni pali 115-116-117) - sezione 35x35

da progetto simulato:	Armatura corrente $A_s = (2+2)\phi 20 \text{ mm}$;
Sforzo normale di calcolo:	$N_{sd} = -935 \text{ kN}$
Momento flettente di calcolo:	$M_{sd} = 31 \text{ kNm}$

$$v = 0.876; \mu = 0.083 \quad \rightarrow \quad \omega = 0.20$$

Armatura richiesta per pressoflessione retta:

$$A_{\text{tot,req}} = 1012 \text{ mm}^2$$

Armatura sezione al piede:

$$A_{\text{tot,prov}} = 1256 \text{ mm}^2$$

verifica soddisfatta

Armatura minima:

$$A_{\text{min}} = 367 \text{ mm}^2 < A_{\text{tot,prov}}$$

verifica soddisfatta

Si ipotizzano staffe: $\phi 8\text{mm}/20 \text{ cm}$

Interasse minimo: $12 \times 20\text{mm} = 240 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$

verifica soddisfatta

Fondazione del pilastro **P5** (rif. tavola fondazioni pali 115-116-117)

Carico in testa ai pali:

$$E_{\text{sd,tot}} = N_{\text{P5}} + N_{\text{plinto}} = 960 \text{ kN}$$

Portata caratteristica totale per singolo palo:

$$R_{\text{k,s}} = (200+1400)/1.7 = 940 \text{ kN}$$

Portata di calcolo totale per singolo palo:

$$R_{\text{d,s}} = 940/1.15 = 817 \text{ kN}$$

Portata di calcolo palificata (approssimata):

$$R_{\text{d,tot}} = 817 \times 3 = 2451 \text{ kN} > E_{\text{sd,tot}}$$

verifica soddisfatta

Nota: non si considera l'effetto di gruppo.

La verifica di alcuni degli elementi scelti a campione non è risultata soddisfatta, nel contesto delle assunzioni e delle ipotesi fatte in precedenza. Con il livello attuale di conoscenza della struttura, il soddisfacimento delle condizioni di sicurezza previste nelle NTC richiederebbe la riduzione dei carichi variabili, nelle parti di fabbricato che caricano gli elementi in questione, secondo un coefficiente di riduzione α pari a 0.70.

Alternativamente, si dovrebbe procedere ad un rinforzo degli elementi sopra citati, per incrementarne la capacità resistente.

10. Conclusioni

Le verifiche condotte sulle strutture della scuola in oggetto, differenziate a seconda della normativa di riferimento selezionata (epoca o NTC), hanno fornito esiti diversi. Sulla base del progetto simulato e delle ipotesi fatte, da convalidare con l'esecuzione della campagna di indagini e prova in progetto, le verifiche condotte in conformità alle normative vigenti all'epoca della costruzione sarebbero infatti generalmente positive, come dimostrato anche dalle buone condizioni generali delle strutture, soggette ai carichi previsti per la destinazione d'uso propria dell'edificio.

Tuttavia, alcune criticità riscontrate in sede di sopralluogo potrebbero segnalare problematiche di ordine statico, che dovranno essere anch'esse appurate e approfondite con la successiva campagna di indagini (Fase 2).

Per quanto concerne invece la valutazione della sicurezza secondo la vigente Normativa (D.M. 14/1/2008), nel quadro generale delle ipotesi e assunzioni fatte su geometria e armatura, le verifiche

dettagliate al Capitolo 9 dimostrano che alcuni elementi strutturali non sono adeguati a resistere alle azioni statiche, nella combinazione di carico di stato limite ultimo, mentre altri elementi risultano essere adeguati. La mancata idoneità di alcuni elementi è dovuta prevalentemente alla penalizzazione imposta alle resistenze dei materiali, operata tramite il fattore di confidenza, che tiene conto del basso livello di conoscenza adottato, e solo in misura minore alla differente entità dei carichi nelle due normative. Infatti, secondo l'attuale normativa i carichi variabili per l'uso scolastico hanno un valore inferiore rispetto a quelli della normativa dell'epoca, ad eccezione dei carichi neve, che sono stati invece incrementati.

E' stato quindi indicato un valore α di riduzione delle azioni variabili (ad eccezione del carico neve), che consenta il soddisfacimento dei criteri di sicurezza delle NTC.

Le prescrizioni di Legge riguardanti i dettagli costruttivi degli elementi in calcestruzzo armato non sono generalmente rispettate, com'era prevedibile in quanto tali prescrizioni, più restrittive rispetto al passato, sono state introdotte soltanto con le normative più recenti.

Sulla base di quanto esposto, verifiche e valutazioni più approfondite saranno possibili dopo l'esecuzione della campagna di indagini e prove in progetto, a conclusione delle quali sarà possibile indicare all'Amministrazione le eventuali misure da adottare per il mantenimento del livello di sicurezza originario della costruzione, per l'eliminazione delle criticità già riscontrate o di quelle che potrebbero essere evidenziate a seguito delle indagini conoscitive.

Nichelino, li

Il professionista
(ing. Carmelo RINALDIS)

Allegato 1: Documentazione fotografica;
Allegato 2: Elaborati grafici di supporto all'analisi;
Allegato 3: Risultati della campagna di prove sclerometriche;
Allegato 4: Dati e risultati principali del modello di calcolo (su supporto informatico)