



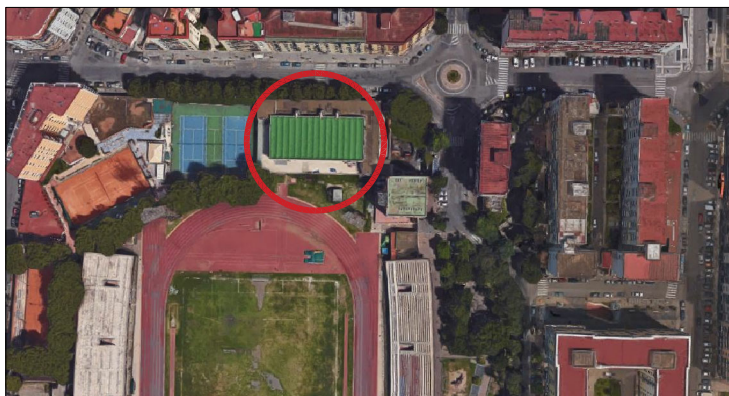
ARU2019
AGENZIA REGIONALE UNIVERSIADI



LAVORI DI ADEGUAMENTO FUNZIONALE DELLA PISCINA COPERTA COMPLESSO SPORTIVO A. COLLANA VIA ROSSINI - NAPOLI

A CURA DELLA GIUNTA REGIONALE DELLA CAMPANIA - UFFICIO SPECIALE "GRANDI OPERE"

AGGIORNAMENTO PROGETTO ESECUTIVO

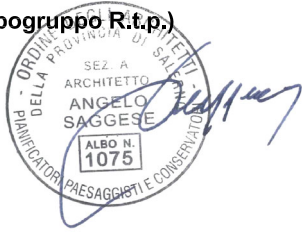


Progettisti: R.T.P. arch. Angelo Saggese

Arch. ANGELO SAGGESE (capogruppo R.t.p.)

Ing. MARCELLO ROMANO

Ing. GIOVANNI CHIUMIENTO



Coordinatore per la Sicurezza: arch. Angelo Saggese

 Salerno Via G. Vincenzo De Ruggiero, 8 Tel/Fax 089755463 - Email: arch.saggese@gmail.com

Il Commissario ad acta

Arch. PASQUALE MANDUCA

Il Responsabile ad interim

Ing. SERGIO NEGRO

Il Dirigente Di staff

Arch. MICHELE TESTA

Il Responsabile Unico del Procedimento

Dott. MARIA GIOVANNA FIUME

Oggetto:

RELAZIONE TECNICA GENERALE - STRUTTURE

Scala:	Data di emissione:	Tav:
	Dicembre 2017	RST.01
Revisione n°:	Data:	Descrizione revisione:
1	APRILE 2021	AGGIORNAMENTO PROGETTO
-	-	-



FSC

Fondo per lo Sviluppo
e la Coesione

RELAZIONE TECNICA GENERALE

**PROGETTO di MIGLIORAMENTO SISMICO
della PISCINA COPERTA del COMPLESSO SPORTIVO “A. COLLANA”
Via Rossini, NAPOLI**

INDICE:

1. PREMESSA.....	pg. 1
2. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO.....	pg. 4
3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	pg. 6
4. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO.....	pg. 8
5. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	pg. 9
6. PROVE E INDAGINI STRUTTURALI.....	pg.10
7. PROVE E INDAGINI GEOTECNICHE.....	pg.11
8. LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.....	pg.11
9. CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO.....	pg.11
10. VALUTAZIONE AZIONE SISMICA.....	pg.12
11. ANALISI DEI CARICHI.....	pg.13
12. INTERVENTI STRUTTURALI.....	pg.14
13. VERIFICHE STRUTTURALI.....	pg.17
14. ANALISI DELLA STRUTTURA - STATO DI FATTO.....	pg.22
15. ANALISI DELLA STRUTTURA - STATO DI PROGETTO.....	pg.24
16. CONCLUSIONI.....	pg.26

RELAZIONE ai sensi del Cap. 10.2 delle NTC 2018

1. **Premessa**

La presente relazione tecnica è riferita al progetto di miglioramento sismico della piscina coperta ubicata all'interno del complesso sportivo “Arturo Collana” ubicato in via Rossini in zona centrale del quartiere Vomero del Comune di Napoli.

Lo stadio di calcio è stato realizzato, in una prima fase, alla fine degli anni '20 per poi essere completamente ricostruito nel dopoguerra ed adibito a Centro Polisportivo del Vomero unitamente ad altre costruzioni destinate ad attività sportive varie tra cui il corpo piscina in esame. Allo stato attuale il complesso comprende, oltre la piscina, un campo di calcio, una pista per l'atletica, tre palestre coperte, tre campi da tennis ed un centro medico sportivo.

La presente relazione è riferita alla definizione, progettazione e verifica degli interventi strutturali da realizzare sul corpo piscina, rientranti in un progetto generale di adeguamento funzionale dell'intero complesso sportivo, che allo stato attuale risulta parzialmente agibile per alcuni tipi di attività sportive.

L'obiettivo degli interventi previsti è il consolidamento statico ed il miglioramento sismico della struttura al fine di garantire il raggiungimento di adeguate condizioni di sicurezza antisismica come richiesto dalle norme tecniche vigenti. In particolare, in accordo con il Committente, gli interventi devono garantire lo stesso indice di vulnerabilità richiesto dalla normativa sismica nel caso delle strutture ad uso scolastico, in quanto la struttura è suscettibile di affollamento nel caso di manifestazioni sportive o per finalità legate alla gestione delle emergenze in genere.

Le soluzioni progettuali adottate ed in seguito descritte si basano su di un'attenta campagna di indagini conoscitive eseguita struttura esistente, unitamente ad accurati rilievi atti a rappresentare in maniera accurata la struttura ed i dettagli costruttivi dell'edificio in esame.

Si evidenzia che il progetto di miglioramento sismico della struttura è stato inizialmente redatto nel dicembre 2017 su incarico ricevuto dall'ARU 2019 ai fine della redazione della progettazione definitiva/esecutiva dell'intervento di adeguamento funzionale della piscina.

A seguito di nuovo conferimento di incarico da parte dell'Ufficio Speciale “Grandi Opere” si è provveduto all'adeguamento del progetto ai sensi delle nuove “Norme Tecniche per le Costruzioni” approvate con D.M. 17/01/2018 (NTC 2018) tenendo conto dello stato di conservazione della struttura a seguito delle infiltrazioni verificatesi e della esposizione delle armature dovuta agli interventi iniziali di messa in sicurezza del fabbricato.

Si è provveduto, pertanto, alla esecuzione di ulteriori indagini strutturali a mezzo di laboratorio autorizzato, al fine di validare ed estendere i risultati delle precedenti prove ed al fine dell'aggiornamento del progetto di miglioramento sismico in conformità alle norme NTC2018.

Si conclude osservando che gli interventi di rinforzo strutturale della piscina coperta del complesso sportivo “A.Collana”, così come previsti dal presente progetto, consentono di raggiungere un indice di vulnerabilità sismica equiparabile al valore dell'indice richiesto da norma per gli edifici ad uso scolastico nel caso di interventi di miglioramento sismico.



Fig. 1.1 - Inquadramento territoriale del complesso sportivo “A.Collana”



Fig. 1.2 – Prospetto frontale del corpo piscina



Fig. 1.3 – Vista interna del corpo piscina



Fig. 1.4 - Carotaggio



Fig. 1.5 - Vista zona ingresso

2. Descrizione dell'edificio

Ai fini della conoscenza dell'edificio si è provveduto, oltre ad effettuare le indagini ed rilievi come in seguito descritti, ad una ricerca della documentazione tecnica, amministrativa e progettuale riferita alla struttura, così come richiesto dalla normativa tecnica vigente nel caso di interventi su edifici esistenti. Considerata l'epoca di realizzazione, risalente agli anni '60, e l'assenza dell'obbligo del deposito del progetto strutturale presso il Genio Civile, non è stato possibile reperire alcuna documentazione tecnica utile per la conoscenza delle caratteristiche costruttive e strutturali dell'edificio.

Rilievo geometrico.

L'edificio presenta grossomodo sagoma rettangolare in pianta ed è costituito da un corpo piscina di maggiore altezza pari a circa 6,50 mt, con dimensioni e superficie in pianta pari a circa 38 x 17 mt e 650 mq. In adiacenza a due lati del corpo piscina è presente la zona spogliatoi, di superficie in pianta pari a 500 mq, con altezza fuori terra di 3,50 mt circa e, limitatamente ad una zona adibita a palestra e servizi, pari a 5,30 mt.

La superficie coperta dell'intera struttura è pari a circa 1.200 mq e, oltre ai due corpi descritti, è presente un locale tecnico di circa 60 mq.

L'accesso alla piscina, oltre che dall'interno dello stadio, è consentito direttamente dalla strada pubblica via Rossini, con quota di calpestio di poco sopraelevata rispetto la quota pel piano stradale e pedonale. Rispetto il campo sportivo la quota di calpestio si presenta sopraelevata di circa 4 mt in quanto la piscina è stata realizzata su di un terrapieno delimitato da murature, realizzato in parte con terreno di riporto e all'interno del quale è stata realizzata la vasca natatoria.

Rilievo strutturale.

Strutturalmente l'edificio è costituito da travi e pilastri in calcestruzzo armato collegati a plinti di fondazione; le coperture sono realizzate con solai a travetti tralicciati al primo livello (zona spogliatoi) e

con tegoli prefabbricati concavi in c.a. per il corpo piscina.

Alla quota del piano interrato si evidenzia la presenza della struttura relativa la vasca, costituita da setti, pareti e fondazione sempre in calcestruzzo armato, che si presenta strutturalmente indipendente dall'organismo principale.

La distribuzione dei telai è relativamente regolare e gli elementi strutturali sono costituiti da travi e pilastri a disposizione simmetrica con sezioni e caratteristiche costruttive simili. Tuttavia la concezione strutturale dell'edificio risente dell'epoca di realizzazione delle opere, non essendo presenti elementi di collegamento nè tra i telai portanti nè tra i plinti in fondazione, evidenziando la carenza di una progettazione antisismica della struttura riscontrabile in numerosi edifici dell'epoca progettati per i soli carichi statici.

La quota di calpestio della struttura, come detto, risulta sopraelevata rispetto il campo sportivo a seguito della presenza di un terrapieno, per cui i telai strutturali risultano prolungati all'interno del terrapieno per una profondità di circa 4 mt e si attestano ad una quota del piano di fondazione inferiore rispetto quella del campo antistante.

Per ulteriore dettagli si rimanda agli elaborati grafici progettuali (cfr. tav.S01-04).

Stato di conservazione

Ai fini della valutazione dello stato di conservazione delle strutture sono stati effettuati alcuni saggi preliminari da cui è emerso uno degrado diffuso con distacco di copriferri e corrosione delle armature, specie per i telai delle facciate principali esterne adiacenti il campo sportivo.

Tali saggi hanno inoltre messo in evidenza l'esigua presenza di staffe nelle travi, con conseguente scarsa resistenza a taglio per suddetti elementi.

Considerate le carenze strutturali emerse nella fase preliminare di analisi, è emersa la necessità di procedere con un'approfondita campagna di indagini mediante prove di tipo sia distruttivo che non distruttive (carotaggi, saggi, etc.), come neglio descritto in seguito.

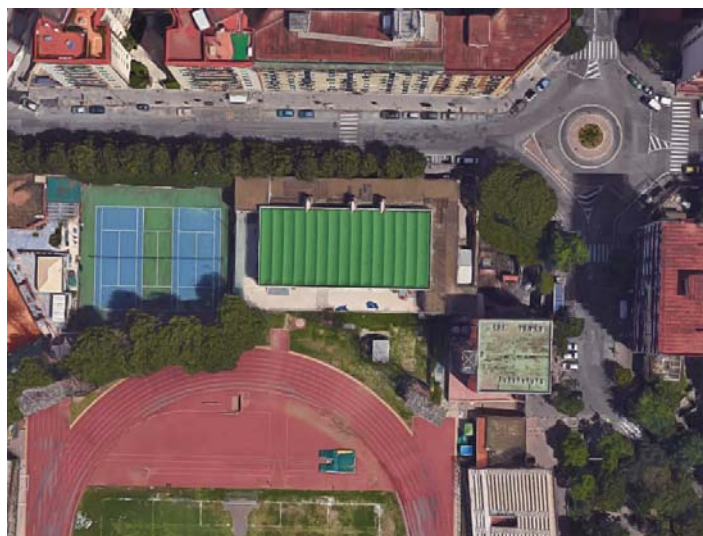


Fig. 2.1 - Inquadramento del corpo piscina del complesso sportivo

3. Valutazione della sicurezza

In base le norme tecniche vigenti NTC 2018 “la valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l’entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa”.

A seguito dei sopralluoghi e dei riscontri preliminari effettuati in sito nella fase iniziale di intervento e messa in sicurezza dell’edificio è emerso un degrado significativo delle strutture portanti del corpo piscina, inizialmente poco evidente in fase di progettazione preliminare e reso manifesto a seguito di spicconature e rimozione dei rivestimenti. In particolare le criticità più evidenti sono riferite al distacco dei copriferrì ed alla ossidazione delle armature rilevate in maniera diffusa per molti elementi strutturali, oltre alla carenza del numero di staffe presenti dovuta alle tecniche costruttive dell’epoca e, per qualche elemento, alla quasi totale assenza.

Si è reso quindi necessaria, in ottemperanza al p.to 8.3 delle NTC 2018, la valutazione della sicurezza strutturale dell’intero edificio in relazione al progetto generale di adeguamento funzionale del complesso sportivo, con l’obiettivo di definire gli interventi strutturali necessari a garantire adeguati livelli di sicurezza nei confronti della azioni statiche e sismiche in relazione all’uso pubblico della struttura.

In particolare, in prima fase, la struttura è stata verificata per i soli carichi statici, ovvero pesi propri e sovraccarichi, in accordo ai metodi ed ai criteri dettati da normativa. In seconda fase è stato svolto lo studio della vulnerabilità sismica della struttura, individuando gli interventi relativi il miglioramento sismico della struttura valutando il relativo indice di vulnerabilità post intervento.

a) intervento di miglioramento sismico

In considerazione delle indagini e delle verifiche strutturali condotte in fase di valutazione della sicurezza è emersa la necessità, in accordo con il Committente, di procedere ad un intervento generale di **adeguamento statico e di miglioramento sismico** dell’edificio, non ricadendo nei casi di obbligo di adeguamento sismico come elencati al p.to 8.4.3 delle NTC 2018, per l’assenza di modifiche dell’organismo strutturale e di cambi di categorie sismiche dell’edificio.

La valutazione delle azioni sismiche tiene conto, oltre che delle condizioni stratigrafiche e topografiche del sito, della destinazione e classe d’uso della struttura come definita al p.to 2.4.2 della norma. Per la struttura in esame, nel caso di miglioramento sismico, risulta:

- classe d’uso II : costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti
- incremento richiesto dell’indice di vulnerabilità: $\Delta\zeta_E \geq 0,10$

In assenza di indicazioni specifiche riferite al grado di sicurezza minimo da conseguire per edifici in classe d’uso II, si è ritenuto di considerare, come riferimento utile in accordo con il Committente, le indicazioni fornite dalla norma nel caso di edifici ad uso scolastico, considerata la volontà di garantire

maggiori livelli di sicurezza antisismica per la struttura in esame.

In particolare le costruzioni ad uso scolastico ricadono in:

- classe d'uso III : costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi

e nel caso di interventi di miglioramento sismico la norma richiede che (p.to 8.4.2):

- valori dell'indice di vulnerabilità: $\zeta_E \geq 0,60$

Si precisa che tale scelta progettuale riveste esclusivamente un carattere indicativo e non prescrittivo, in quanto la struttura in esame è classificata in classe II sia *ante* che *post intervento*, senza subire modifiche effettive di classe d'uso. Il grado di miglioramento sismico individuato viene considerato “auspicabile” ma non vincolante ai fini del presente studio di vulnerabilità sismica, in quanto permette di conseguire maggiori livelli di sicurezza antisismica.

b) Criteri di verifica della struttura

Ai fini della individuazione della struttura portante dell'edificio si è provveduto ad effettuare un'attenta campagna di rilievi e indagini come meglio descritta in seguito, che ha permesso di raggiungere un adeguato livello di conoscenza della struttura.

La struttura in elevazione è costituita dal corpo piscina di maggiore altezza e dai blocchi per spogliatoi adiacenti ed è costituita da travi e pilastri in c.a. con copertura realizzata con solai latero-cementizi per la zona spogliatoi e tegoli prefabbricati in c.a. per il corpo piscina. La vasca è realizzata con struttura in setti in c.a. come corpo di fabbrica separato dalla struttura principale.

Si riportano di seguito i criteri di verifica adottati per la struttura in esame.

- *Verifiche stato di fatto:*

Le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite e, in osservanza a quanto previsto al p.to 8.3 delle NTC 2018, con riferimento ai soli stati limite ultimi, ovvero allo stato limite ultimo SLU in condizioni statiche ed allo stato limite di salvaguardia della vita SLV in condizioni sismiche mediante un'analisi dinamica modale, verificando la resistenza flessionale e tagliente degli elementi;

- *Verifiche stato di progetto:*

Le verifiche sono state condotte allo SLV con un'analisi di tipo statica non lineare ovvero un'analisi incrementale al passo del tipo push-over. La verifica di sicurezza viene effettuata in termini di deformazioni e l'esito viene riportato in termini di rapporto tra l'azione orizzontale massima sopportabile dalla struttura (capacità) con l'azione sismica richiesta da norma (domanda).

- *Fondazioni :*

Dalle indagini effettuate, in particolare, non sono emersi dissesti attribuibili a cedimenti del sistema di fondazione dell'edificio per cui, escludendo la presenza di condizioni che possono dar luogo a fenomeni di instabilità, è stata omessa la verifica del sistema di fondazione esistente così come previsto al p.to 8.3 delle NTC 2018.

- *Vasca piscina:*

Sempre in base alle indagini effettuate si è riscontrata, al piano interrato sottovasca, la presenza di infiltrazioni provenienti dalla vasca superiore che hanno innescato fenomeni locali di espulsione del copriferro e ossidazione delle armature, per cui sono stati previsti interventi locali di risanamento degli elementi strutturali interessati; in assenza di un degrado diffuso e significativo per la vasca interrata, considerato che trattasi di una struttura indipendente assimilabile ad un corpo di fondazione, è stata omessa la verifica statica come nel caso delle fondazioni esistenti.

- Copertura piscina:

La copertura del corpo piscina è costituita da tegoli prefabbricati concavi in c.a.. Dalle indagini svolte si evince un buono stato generale di conservazione della struttura con assenza di lesioni o fessurazioni; l'intradosso della copertura presenta in vari punti l'espulsione del copriferro in cls, ma in maniera localizzata, per cui sono stati previsti interventi di risanamento strutturale locali.

In considerazione dei saggi e delle indagini effettuate, dello stato di conservazione e della conformazione degli elementi si è ritenuta assicurata l'idoneità statica della struttura.

La verifica statica è stata omessa in quanto il prelievo dei campioni di materiali per le prove di laboratorio risulta alquanto difficoltoso, così come l'esecuzione di prove di carico e di carotaggi, che nel caso in esame sembrano risultare poco significative.

- Nuove strutture:

le strutture di nuova realizzazione sono costituite da:

- scala esterna in c.a. di accesso alla piscina dal campo sportivo
- ripartitore dei carichi in acciaio per le u.t.a. esterne, posizionato sul solaio zona spogliatoi

Tali strutture sono state dimensionate e verificate come corpi di fabbrica indipendenti; nel caso del ripartitore è stato considerato l'effetto dovuto ai carichi trasferiti alla struttura.

- Nuove strutture:

le strutture di nuova realizzazione sono costituite da:

- scala esterna in c.a. di accesso alla piscina dal campo sportivo
- ripartitore dei carichi in acciaio per le u.t.a. esterne, posizionato sul solaio zona spogliatoi

Tali strutture sono state dimensionate e verificate come corpi di fabbrica indipendenti; nel caso del ripartitore è stato considerato l'effetto dovuto ai carichi trasferiti alla struttura.

4. Azione sismica di riferimento

Il territorio comunale di Napoli è stato classificato sismico in “zona 2” con la OPCM 3274/2003, aggiornata con DGRC n. 5447 del 7/11/2002.

In base le attuali “Norme Tecniche per le Costruzioni” (di seguito NTC2018), approvate con D.M. 17/01/2018, l'azione sismica viene valutata con riferimento alle condizioni di campo libero (ovvero in assenza di manufatti) ed alle caratteristiche di terreno rigido (bedrock) con superficie orizzontale, come da definizione della “pericolosità sismica di base” fornita dall'Istituto Nazionale di Geofisica e

Vulcanologia (INGV). Inoltre, sempre in base alle NTC2018, l'azione sismica viene valutata anche in funzione della destinazione d'uso della costruzione di interesse.

In particolare i parametri principali che definiscono il moto sismico sul sito di riferimento rigido orizzontale sono:

- a_{gmax} : accelerazione massima su suolo rigido (cat. A)
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_C^* : periodo di riferimento che consente di calcolare il periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro

Le coordinate dell'immobile oggetto della relazione sono le seguenti (sistema WGS84):

- latitudine : 40,84855 N
- longitudine : 14,22526 E

Nel seguito si riportano i parametri dell'azione sismica di riferimento che possono essere considerati rappresentativi per il sito in oggetto.

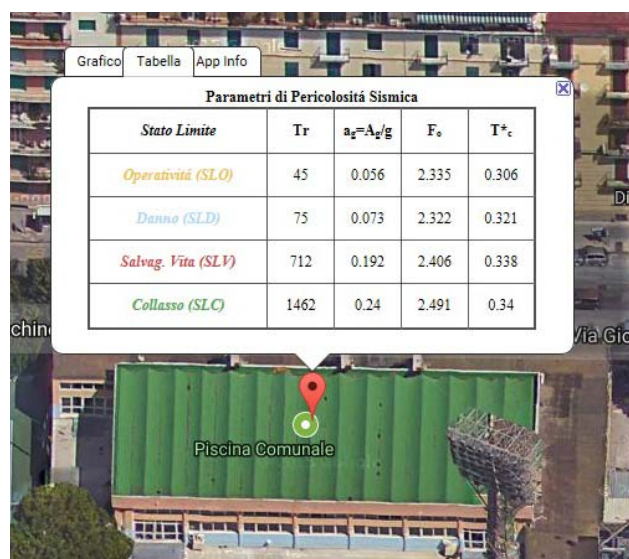


Fig. 3.1 - Parametri di Pericolosità Sismica – elaborazione codice di calcolo CDSWin

5. Normativa di riferimento

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

- D.M. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord.) - Aggiornamento delle "Norme tecniche per le Costruzioni" (NTC 2018)
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 11/02/2019 n. 27- Suppl. Ord.) "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 17 gennaio 2018".
- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321) "Norme per la disciplina delle

opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”

- Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”

6. Prove e indagini strutturali

Per la caratterizzazione meccanica delle proprietà dei materiali ed il rilievo dei dettagli costruttivi si è fatto riferimento alle indicazioni riportate nel punto C8.5 della Circolare n°7/2019 nel caso di edifici esistenti realizzati in c.a.

In particolare si è mirato ad ottenere un livello di conoscenza adeguato della struttura in esame, per cui sono state eseguite verifiche e indagini in sito di tipo “estese” secondo quanto riportato nella tabella C8.5.V della Circolare, in assenza di documentazione tecnica o progettuale relativa l'esecuzione dell'opera e tenuto conto delle caratteristiche costruttive.

Trattandosi di un intervento strutturale riferito al miglioramento sismico della struttura ed in particolare del corpo di piscina, che presenta maggiore altezza e maggiore vulnerabilità, sono stati prelevati in sito, tramite carotaggi e prelievi, un adeguato numero di campioni di calcestruzzo e di barre di acciaio, successivamente sottoposti a prove di resistenza di laboratorio. In sostituzione di parte delle prove di tipo distruttive sono state eseguite, come consentito da norma, un adeguato numero di prove di tipo indirette (prove sonreb e di durezza).

Per il presente progetto di miglioramento sismico, in base ai risultati delle prove e delle indagini effettuate, le caratteristiche di resistenza medie stimate ed assunte nelle verifiche sono:

- calcestruzzo : $f_{cm} = 23,7 \text{ Mpa}$ resistenza cilindrica media a compressione
- acciaio : $f_{sm} = 361,9 \text{ Mpa}$ tensione media di snervamento a trazione

Una prima campagna di indagini è stata eseguita nel dicembre 2017 ai fini della redazione del progetto definitivo/esecutivo degli interventi, mentre in una seconda fase sono state eseguite ulteriori indagini nel gennaio 2021 ai fini dell'adeguamento del progetto alle norme tecniche vigenti NTC2018 e della estensione delle indagini a causa della maggiore esposizione della struttura agli agenti atmosferici, dovuta alle opere di messa in sicurezza iniziali ed alle infiltrazioni di acqua verificatesi durante il periodo intercorso.

Le indagini iniziali in sito sono state eseguite dalla società “Geoglobo srl” con sede in Napoli mentre le prove di laboratorio sui materiali sono state eseguite dal laboratorio autorizzato “C.M.G. Testing s.r.l.” con sede in Monteforte Irpino (AV).

Le indagini integrative sono state eseguite dalla società “PLP Group s.r.l.” con sede in Baronissi (SA) e laboratorio in Montoro (AV).

Per i dettagli di tutte le prove eseguite si rimanda all'allegato progettuale “RST02 – Relazione sulle Indagini”.

7. Prove e indagini geotecniche

In accordo alle norme tecniche per le costruzioni NTC 2018 sono state eseguite le prove e le indagini geotecniche per la caratterizzazione dei terreni di fondazione. In particolare tali indagini sono state effettuate non solo con riferimento all'intervento in oggetto ma con riferimento al progetto generale di intervento e recupero di varie strutture all'interno del centro sportivo “A.Collana”.

In generale le prove effettuate sull'intera struttura sono state:

- prospezione geosismica in foro down-hole al fine della classificazione sismostratigrafica del sottosuolo in base le norme vigenti;
- prova penetrometrica dinamica tipo D.P.S.H.
- sondaggi a carotaggio continuo (n.4)
- prove di laboratorio sui campioni di terreno

Dall'analisi dei risultati delle indagini geognostiche eseguite, estrapolando la stratigrafia e le caratteristiche geomeccaniche dei litotipi presenti nella zona del corpo piscina, è stato possibile stimare i parametri geotecnici del terreno di fondazione così come riportati nell'elaborato progettuale “*Studio Geologico*” redatto ed aggiornato dal Dott. Geol. Domenico Sessa con studio in Fisciano (SA), a cui si rimanda per ulteriori dettagli.

Dalle indagini risulta che la successione stratigrafica superficiale della zona in esame è costituita essenzialmente da “*terreni di riporto, piroclastiti limose e sabbiose, limi cineritici*”.

Le caratteristiche meccaniche e le proprietà geotecniche principali della stratigrafia di base sono:

- peso di volume : $\gamma = 1,65 \text{ t/m}^3$
- angolo di attrito : $\phi = 30^\circ$
- coesione: $c' = 0,0 \text{ kg/cm}^2$

8. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

A seguito dei rilievi e delle indagini eseguite sulla struttura si ritiene di aver raggiunto, il seguente livello di conoscenza come definito dalla Circolare n°7/2019:

“*LC2 - Conoscenza Adeguata*”

Il livello di conoscenza raggiunto comporta l'assunzione, ai fini della determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali, di un ulteriore coefficiente di sicurezza del materiale pari a:

“*Fattore di Confidenza: $FC = 1,2$* ”

Si precisa che, come richiesto al p.to C.8.5.4.2 della Circolare, sono state eseguite le seguenti indagini sulla struttura riferite a:

- **geometria**: la geometria della struttura è stata ricavata dal rilievo ex-novo dell'intero edificio, in quanto assente qualsiasi documentazione tecnica o progettuale preesistente; i dati raccolti relativi le dimensioni e le sezioni degli elementi strutturali esistenti hanno consentito la messa a punto di un idoneo modello strutturale per le analisi e le verifiche condotte, oltre alla rappresentazione grafica

dello stato di fatto mediante tavole di carpenteria, sezioni e particolari come riportato negli elaborati di progetto (cfr. Tav ST01-ST05);

- dettagli costruttivi: i dettagli costruttivi sono stati rilevati mediante *estese verifiche in-situ* condotte con saggi e prove di tipo indiretto; sono state inoltre effettuate verifiche in sito ove necessario sia per le armature che per i collegamenti con particolare attenzione al corpo piscina.
- proprietà dei materiali: per gli elementi in c.a. le proprietà dei materiali sono state ricavate da *estese prove in-situ* a mezzo di prove in laboratorio e di prove indirette in sito, per le quali si rimanda alla relazione sulle indagini citata.

9. Categoria del sottosuolo

Al fine di caratterizzare l'area di intervento da un punto di vista geologico nel presente progetto si è fatto riferimento alle indagini eseguite sull'intero complesso sportivo.

Ai sensi delle NTC 2018 per la definizione dell'azione sismica di progetto devono essere valutate le condizioni litologiche e geomorfologiche locali del sito, determinando la categoria (o tipo) di sottosuolo in base la classificazione normativa e le condizioni topografiche del sito.

La classificazione del terreno avviene in base alla stima dei valori della velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{s\text{ equ}0-30}$ entro i primi 30 mt di profondità.

In particolare, in base alla prospezione sismica down-hole eseguita, il terreno è classificato in *categoria C*, ovvero “*depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti ...*”.

Sempre in base allo studio geologico condotto è stata evidenziata l'assenza di segni di dissesto e/o di instabilità dell'area e non è stata rinvenuta la presenza di falda idrica negli strati superficiali.

Per quanto concerne le caratteristiche topografiche, l'area di interesse è pianeggiante per cui si considerano assenti gli effetti di incremento locale del sisma legati ai fattori topografici, classificando l'area in categoria T1 (zone pianeggianti).

10. Valutazione dell'azione sismica

Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento

Con riferimento al punto 2.4.3 delle NTC2018 si determina il periodo di riferimento della costruzione nel modo seguente:

- costruzione rientrante tra le “*opere ordinarie*” per le quali la *vita nominale* è : $V_N = 50$ anni
- costruzione di *classe d'uso III* in quanto suscettibile di affollamenti significativi : $C_U = 1,5$
- periodo di riferimento per le azioni sismiche da considerare sulla struttura è pari a:
 $V_R = V_N \times C_U = 75$ anni

Determinazione dell'azione sismica

La definizione degli spettri di progetto a partire dalle caratteristiche del sito e della costruzione avviene

in automatico mediante il codice di calcolo utilizzato.

Per un confronto dei dati determinati dal programma si riportano i risultati elaborati dal foglio di calcolo predisposto dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (*spettri NTC vers. 1.0.3*), che confermano i valori assunti.



Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0,044	2,346	0,283
50	0,059	2,332	0,312
72	0,072	2,323	0,321
101	0,086	2,324	0,327
140	0,100	2,320	0,330
201	0,119	2,312	0,333
475	0,167	2,369	0,337
975	0,213	2,436	0,340
2475	0,280	2,565	0,341

fig.1: parametri per suolo di riferimento rigido

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_n	0,192 g
F_n	2,406
T_C^*	0,339 s
S_s	1,423
C_C	1,501
S_T	1,000
q	1,000

fig.2: parametri di progetto per SLV

11. Analisi dei carichi

Copertura:

peso proprio: soletta armata (sp. 10 cm)

carico permanente: guaine impermeabili.

carichi accidentali: manutenzione cop. (cat.C)

$$G_1 = 250 \quad \text{kg/mq}$$

$$G_2 = 20 \quad \text{kg/mq}$$

$$Q_1 = 50 \quad \text{kg/mq}$$

Solaio spogliatoi:

peso proprio: trav. tralicciati (h=25 cm)

$$G_1 = 260 \quad \text{kg/mq}$$

carico permanente: massetto, guaina	G_2	=	370	kg/mq
carichi accidentali: manutenzione cop. (cat.C)	Q_1	=	50	kg/mq

Carichi su travi di copertura:

a) veletta (dim. 0,20x1,50 mt)	G_1+G_2	=	450	kg/mt
momento risp. trave (= $G_2 \cdot 0,63$)	M_v	=	283	kgm
b) aggetto (dim. 0,20x0,35 mt)	G_1+G_2	=	200	kg/mt
momento risp. trave (= $G_1 \cdot 0,38$)	M_a	=	67	kgm
c) muratura appoggio tegoli (tufo)	G_1+G_2	=	150	kg/mt

Sollecitazioni su travi di copertura :	F_v	=	800	kg/mt
	M	=	350	kgm

Tamponatura esterna:

peso proprio: tamp. mista in blocchi di tufo, lapilli e laterizi (sp. 50 cm)	G_1	=	300	kg/mq
carico permanente: intonaco, rivestimenti	G_2	=	100	kg/mq

Tamponatura interna:

peso proprio: tamp. mista in blocchi di tufo e laterizi (sp. 40 cm)	G_1	=	260	kg/mq
carico permanente: intonaco, rivestimenti	G_2	=	100	kg/mq

Carico neve:

Il carico neve q_s sulla copertura è fornito da :

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad (§3.3.7)$$

con:

$\mu_i = 0,8$ coefficiente di forma (§ 3.4.5)

$q_{sk} = 0,60$ kg/mq valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo (§3.4.2)

$C_E = 1,00$ zona III , periodo di ritorno di 50 anni, coefficiente di esposizione (§3.4.3);

$C_t = 1,00$ coefficiente termico (§3.4.4).

da cui: $q_s = 48$ kg/mq

12. INTERVENTI STRUTTURALI

In relazione alla destinazione d'uso dell'immobile e considerati i rilievi e le indagini effettuate sulla struttura è emersa la necessita di procedere ad un intervento generale di *adeguamento statico* e di *miglioramento sismico* dell'edificio.

L'intervento generale di adeguamento funzionale della piscina del centro sportivo “A.Collana”, di cui il presente progetto è parte integrante, non comporta modifiche e/o trasformazioni del corpo di fabbrica esistente, per cui non sono previsti ampliamenti, sopraelevazioni o variazioni di destinazioni d'uso del fabbricato e non vi sono incrementi di carichi in fondazione. Tali circostanze, in accordo ai punti p.8.4.3 delle NTC2018, non comportano l'obbligo di procedere all'adeguamento sismico della costruzione, considerato che anche gli interventi strutturali previsti non alterano sagome e volumetrie.

Gli obiettivi della presente progettazione strutturale sono pertanto:

- l'adeguamento statico della struttura al fine di conseguire i livelli di sicurezza necessari per il normale svolgimento delle attività sportive all'interno della struttura; gli interventi strutturali comportano il rinforzo degli elementi maggiormente sollecitati con l'incremento delle relative resistenze a taglio e flessione ed il confinamento dei nodi;
- il miglioramento sismico della struttura mediante il raggiungimento dei livelli di sicurezza antisismica richiesti da norma nel caso di strutture suscettibili di affollamento quali le strutture per l'istruzione; gli interventi previsti comportano un rinforzo globale della struttura tale da garantire il raggiungimento di un prefissato livello di sicurezza antisismica mediante l'incremento delle capacità resistenti e di deformabilità di pilastri e travi nei confronti dell'azione sismica di progetto.

In particolare i principali interventi previsti sono:

- a) incamiciatura metallica di tutti i pilastri del corpo piscina mediante profili angolari e calastrelli in acciaio, a partire dalla trave-cordolo sottoposta di circa 0,80 mt rispetto il piano di calpestio fino all'intradosso delle travi di copertura;
- b) incamiciatura metallica delle travi per il rinforzo a taglio nelle zone nodali e rinforzi flessionali con lamine d'acciaio applicate con la tecnica *beton plaqu *, in particolare per le travi portanti dei solai intermedi e in copertura;
- c) incamiciatura metallica di tutte le travi presenti sui prospetti laterali del corpo piscina;
- d) rinforzi flessionali con lamine d'acciaio con tecnica *beton plaqu * per le travi maggiormente sollecitate: corpo ex-palestra, locale tecnico, zona spogliatoi;
- e) bloccaggio dei tegoli prefabbricati di copertura alle travi mediante profili angolari e barre ancorate alla struttura.

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici esecutivi (cfr. Tav. S01-S05).

Gli interventi descritti consentono il raggiungimento di un elevato grado di miglioramento sismico della struttura come evidenziato dagli indici di sicurezza ante e post intervento riportati nello studio di vulnerabilit  sismica, valutati con riferimento al livello di conoscenza acquisito ed alla classe d'uso assunta (classe III: affollamenti significativi).

Si precisa che tutte le analisi e le verifiche relative agli interventi descritti sono state condotte nel rispetto della normativa tecnica vigente ed in particolare al D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” ed alla Circolare Ministeriale esplicativa n.t del 21/01/2019.

Per quanto attiene i solai e la copertura si precisa che non si evidenziano segni di degrado o quadri fessurativi rilevanti, per cui non si   ritenuto necessario procedere con indagini e/o verifiche specifiche.

Si riporta di seguito una rapida descrizione degli interventi strutturali previsti, delle opere di nuova realizzazione e del ripristino dei solai.

a) incamiciatura metallica

Le camicie in acciaio vengono applicate agli elementi strutturali a sezione rettangolare quali pilastri e travi, come individuati in precedenza.

Nel caso in esame le camice sono costituite da 4 profili angolari dim. 60x60x6 mm collegati da piatti saldati (calastrelli) di larghezza 60 mm e sp. 6 mm posizionati con adeguato interasse.

I profili angolari sono fissati all'elemento mediante resine epossidiche, previo trattamento preliminare delle superfici delle travi e pilastri, con protezione delle armature, ripristini dei copriferri con malta cementizia e pulizia superfici. A completamento dell'intervento verrà posto in opera idoneo strato di malta fibrorinforzata, armato con rete elettrosaldata zincata sottile.

Scopo delle incamiciature è l'incremento della resistenza a taglio degli elementi a seguito della carenza di staffatura, oltre all'aumento della capacità deformativa e, nel caso dei pilastri, ad un aumento della capacità portante per l'effetto di confinamento del calcestruzzo.

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici esecutivi (cfr. tav.S02-03-05).

b) beton plaqu 

Le verifiche condotte sulla struttura portante dell'edificio comportano il rinforzo di vari elementi strutturali. In particolare, oltre gli interventi di rinforzo al taglio di travi e pilastri,   necessario procedere, per alcune travi, al rinforzo flessionale delle zone nodali e delle campate al fine di incrementare la capacit  portante nel rispetto dei requisiti richiesti dalle norme tecniche vigenti.

Gli interventi di rinforzo flessionale previsti consistono nell'incollaggio, mediante adesivo epossidico strutturale bicomponente, di lamine di acciaio all'estradosso o ai lati delle travi oggetto di intervento (tecnica *beton plaqu *).

In particolare le travi oggetto di rinforzo flessionale sono :

- travi portanti dei solai di copertura per il locale tecnico e il corpo ex-palestra
- travi portanti dei solai copertura e solaio intermedio (estradosso zone nodali)

Le dimensioni delle lamine di acciaio sono pari a 100x10 mm e 150x10 mm, con lunghezze variabili da 1,50 a 3,00 mt.

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici esecutivi (cfr. tav.S02-03-05).

c) ancoraggi di copertura

I tegoli prefabbricati della copertura del corpo piscina risultano collegati alla struttura mediante semplici appoggi. In virt  della notevole luce e del peso di suddetti elementi realizzati in c.a. tali tegoli costituiscono un piano rigido di copertura, in assenza di scorrimenti relativi tra copertura e struttura.

Al fine di evitare scorrimenti relativi nel caso di eventi sismici intensi, si   ritenuto necessario bloccare tali spostamenti mediante l'ancoraggio, alle travi portanti, di elementi angolari con funzione di vincolo alla traslazione per le estremit  dei tegoli di copertura.

Tali vincoli, in particolare, sono realizzati a mezzo angolari di dim. 100x100x12 ancorati alle travi portanti mediante barre di acciaio $\phi 20$ inghisate con resina epossidica.

Il progetto generale di intervento comporta la realizzazione delle seguenti nuove opere strutturali:

d) struttura di ripartizione dei carichi in acciaio per u.t.a. esterna

Per il posizionamento della centrale di trattamento aria dell'impianto di condizionamento è prevista la realizzazione di un'adeguata struttura di ripartizione dei carichi in carpenteria metallica all'estradosso del solaio intermedio dell'edificio.

L'ingombro dimensionale dell'unità di trattamento è pari a circa 2,20x5,80x2,40 (BxLxH) con carico da ripartire pari a 3250 kg.

La struttura sarà realizzata con intelaiatura metallica orizzontale di profilati HEA 200 collegata agli estremi a due pilastri del corpo piscina e a due baggioli in cls armato da realizzarsi in testa a due pilastri del corpo spogliatoi, opportunamente ancorati alla struttura esistente con barre in acciaio e resina epossidica.

Le dimensioni in pianta del ripartitore sono pari a circa 5,00 x 7,50 mt con travi di lunghezza variabile da 2,40 a 4,50 mt. La struttura sarà posizionata ad una quota di circa 10 cm sopra il solaio.

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici esecutivi (cfr. tav.S05).

e) scala esterna di accesso

Sarà realizzata una nuova scala esterna per l'accesso al terrazzo antistante il corpo piscina dall'area sottostante del campo sportivo, con un dislivello di quota pari a circa mt. 2,50.

Per la realizzazione dell'opera sarà demolito parte del muro di contenimento del terrapieno presente sullo spigolo sud-ovest del terrazzo, con l'esecuzione di un nuovo muro laterale.

La scala sarà realizzata con struttura portante in c.a. costituita da una soletta rampante di spessore 16 cm e larghezza di 1,60 mt con gradini di alzata e pedata pari a 16x30 cm. Saranno realizzate in particolare due rampe con un pianerottolo di riposo collegate ai muri di sostegno laterali di spessore 0,30 mt e altezza 2,50 mt. La fondazione avrà spessore pari a 0,40 mt con ingombro in pianta pari a circa 2,40x5,00 mt.

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici esecutivi (cfr. tav.S05).

f) interventi su solai esistenti

Alcune zone dei solai del corpo spogliatoi sono state interessate da infiltrazioni dovute al prolungato ristagno di acque meteoriche sulla copertura. Trattasi in particolare della zona di ingresso ubicata su via Rossini, che presenta, allo stato attuale, distacchi di pitturazione ed intonaci all'intradosso dei solai.

Al fine di mantenere adeguate condizioni di sicurezza per gli ambienti interessati si prevede un intervento di antisfondellamento dei solai con la posa in opera, all'intradosso del solaio, di una rete in materiale composito fibrorinforzato F.R.P. di spessore 3 mm e maglia 66x66 mm fissata con viti metalliche e con la posa finale di intonaco di fondo a base di calce e cemento.

13. VERIFICHE STRUTTURALI

L'intervento di progetto prevede l'esecuzione di opere strutturali volte al miglioramento sismico dell'edificio come definito al p.to 8.4.2 delle NTC 2018. In particolare, in accordo al p.to 8.3 delle

norme, nella valutazione della sicurezza si dovrà determinare il livello di sicurezza *ante* e *post* l'intervento, provvedendo a valutare la risposta ed il comportamento globale della struttura in termini di rapporto tra capacità e domanda.

Tali valutazioni sono state implementate con adeguato modello agli elementi finiti della struttura. Nelle condizioni *ante-operam* sono state considerate geometria e dimensioni degli elementi come da rilievi in sito e le caratteristiche meccaniche dei materiali ricavate dalle prove effettuate.

Nella situazione *post-operam* sono stati applicati, sugli elementi individuati, i rinforzi strutturali come descritti al punto precedente valutando il grado di miglioramento sismico raggiunto dalla struttura.

In osservanza a quanto previsto al p.to 8.3, le valutazioni della sicurezza *ante* e *post-intervento* sono state svolte con riferimento ai soli stati limite ultimi, ovvero allo stato limite ultimo SLU in condizioni statiche ed allo stato limite di salvaguardia della vita SLV in condizioni sismiche.

Ai soli fini dell'analisi è stata comunque condotta l'analisi allo stato limite di danno SLD, che equivale allo stato limite di esercizio in condizioni sismiche, valutando il relativo indice di prestazione.

Modello strutturale

Allo scopo di valutare gli effetti indotti dai carichi agenti sia in condizioni statiche che sismiche si è considerato un modello tridimensionale rappresentativo del comportamento strutturale dell'edificio in esame. Il modello di calcolo utilizzato è sostanzialmente un modello ad aste tridimensionali che prevede la schematizzazione dell'edificio come struttura spaziale composta da elementi monodimensionali (travi e pilastri) collegati nei nodi.

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti (F.E.M.). In particolare le travi ed i pilastri sono schematizzati con elementi trave a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma cubiche. Nel modello vengono tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi. La presenza degli impalcati rigidi è tenuta in conto con vincoli cinematici rigidi. I vincoli esterni sono modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale. Il calcolo degli spostamenti e delle sollecitazioni è stato effettuato con il metodo degli elementi finiti.

I legami costitutivi utilizzati nelle analisi non lineari sono di tipo elastoplastico-incrudente a duttilità limitata, elasto-fragile, elastoplastico a compressione e fragile a trazione. Le verifiche delle sezioni sono state condotte considerando le leggi costitutive del conglomerato cementizio armato e acciaio. Le capacità rotazionali degli elementi in c.a. da considerarsi per l'analisi statica non lineare sono calcolate automaticamente dal codice di calcolo in base alle formule di normativa.

La modellazione della struttura in esame è stata basata sulle seguenti assunzioni:

- struttura portante incastrata alla base
- sistema di fondazione ipotizzato ai soli fini delle verifiche geotecniche
- struttura vincolata con spostamenti orizzontali impediti alla quota del 1° livello (quota travi di collegamento a +3,40 mt dall'estradosso delle fondazioni).

Per ogni ulteriore dettaglio si rimanda ai tabulati di calcolo ed agli elaborati grafici allegati.

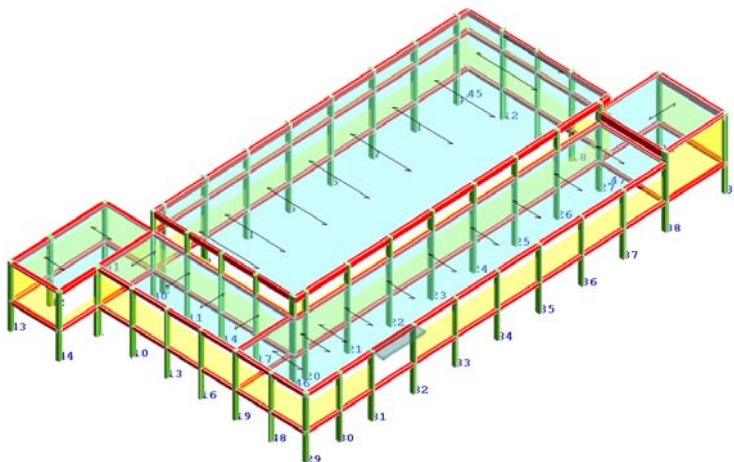


Fig. 12.1.- modello strutturale ad elementi finiti (F.E.M.)

13.1 - VERIFICHE STATICHE

Scopo delle verifiche statiche condotte è la valutazione della capacità di resistenza degli elementi strutturali sottoposti alle sole azioni statiche derivanti dal peso proprio e dai carichi permanenti ed accidentali, con particolare riferimento alle capacità resistenti a flessione e taglio delle travi.

L'analisi in condizioni statiche consente di verificare e individuare gli elementi strutturali che presentano dimensioni o armature non adeguate ai requisiti richiesti da norma e che quindi pregiudicano qualunque capacità sismoresistente dell'elemento.

Sono state valutate, in accordo alle NTC 2018, le sollecitazioni agenti allo SLU, verificando il soddisfacimento delle verifiche in termini di resistenza flessionale e tagliante degli elementi.

Dalle verifiche condotte allo *stato ante-operam* è emersa la necessità di procedere ad un intervento generale di adeguamento statico della struttura con interventi di rinforzo diffuso sia delle travi del corpo piscina che del corpo spogliatoi.

L'efficacia degli interventi previsti è stata verificata con la verifica statica nello *stato post-operam*.

Verifica dei solai

A seguito della campagna di indagini eseguite sulla struttura sono stati previsti idonei saggi volti a definire le sezioni strutturali degli impalcati di copertura esistenti.

In particolare il solaio di copertura del blocco spogliatoi è del tipo latero cementizio, realizzato in opera secondo le tecniche costruttive dell'epoca, con spessore pari a 25 cm.

Il solaio è costituito da travetti tralicciati con fondello in laterizio di dimensioni 10x25 cm ed interasse pari a 0,5 mt; è presente una armatura inferiore aggiuntiva costituita da barre ad aderenza migliorata di diametro $\phi 12$.

Ai fini della verifica statica allo SLU sono stati previsti i seguenti carichi agenti sul singolo travetto:

- carichi permanenti strutturali : $G_1 = 1,30 \text{ kN/m}$
- carichi permanenti non strutturali : $G_2 = 1,85 \text{ kN/m}$

- carichi variabili (cat.H): $Q_1 = 0,25 \text{ kN/m}$

Per quanto attiene le caratteristiche di resistenza dei materiali si è assunto:

- resistenza cls a compressione: $f_{cm} = 27 \text{ N/mm}^2$
- resistenza acciaio a trazione: $f_{ym} = 465 \text{ N/mm}^2$

Si osserva che la resistenza del cls è stata desunta dalle indagini sperimentali eseguite sugli elementi strutturali (travi e pilastri) mentre per l'acciaio nervato, in assenza di prove dirette, è stato considerato il valore medio riscontrato in base ad estese campagne di indagini eseguite su strutture in c.a. dell'epoca (manufatti stradali).

Ai fini della valutazione della resistenza di calcolo è stato inoltre considerato un livello di conoscenza adeguato LC2 con fattore di confidenza $FC=1,2$

Dalla verifica svolta e riportata nei tabulati di calcolo (rif. RT05) si evince che la verifica è soddisfatta :

$$M_{Rd} = 17,1 \text{ kNm} \geq M_{SLU,Ed} = 16,0 \text{ kNm}$$

13.2 - VERIFICHE SISMICHE

Le verifiche di sicurezza condotte nei confronti degli stati limite sismici, così come richiesto dalle norme tecniche vigenti, sono riferite al seguente stato limite ultimo:

- Stato Limite di Salvaguardia (SLV): *la struttura presenta significativi danni dei componenti strutturali con perdite di rigidezza nei confronti di azioni orizzontali; la struttura subisce rotture e crolli di componenti non strutturali ed impiantistici; conserva un margine di sicurezza nei confronti del collasso.*

Ai soli fini della presente analisi, in quanto non richiesta da norma, è stata comunque valutata la risposta della struttura nei confronti dello stato limite di esercizio in condizioni sismiche:

- Stato Limite di Danno (SLD): *i danni alla struttura sono di modesta entità, tali da non mettere a rischio gli utenti; resistenza e rigidezza degli elementi portanti non sono compromesse; la struttura resta utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.*

E' stata eseguita un'analisi di tipo statica non lineare ovvero un'analisi al passo del tipo “push-over” che consente di tenere in conto delle risorse anelastiche della struttura.

Tale analisi consiste nell'applicazione alla struttura, oltre che dei carichi gravitazionali, di un sistema di forze orizzontali distribuite proporzionale alle forze di inerzia dei vari livelli per ciascuna direzione di ingresso del sisma come definita da norma. Tali forze vengono scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura, coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello, fino al raggiungimento delle condizioni ultime. Il diagramma forza sismica risultante, ovvero taglio alla base, e spostamento imposto rappresenta la curva di capacità della struttura, che fornisce la risposta globale del modello strutturale sottoposto alle azioni orizzontali.

Mediante tale procedura *step by step* si riesce a descrivere l'evoluzione del danneggiamento della struttura all'aumentare delle forze eccitanti, monitorando la formazione delle cerniere plastiche sugli elementi strutturali.

Sono state considerate, come richiesto da norma, due distribuzioni di carichi agenti nelle due direzioni ortogonali x (sisma 0°) e y (sisma 90°):

- Gruppo 1 - distribuzione principale : derivante da un andamento di accelerazioni proporzionali alla forma del modo fondamentale di vibrazione per ciascuna direzione;
- Gruppo 2 - distribuzione secondaria : derivante da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;

L'applicabilità del tipo di analisi come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti presuppone l'applicabilità delle due distribuzioni dei carichi descritte. Tale condizione comporta una partecipazione di massa, riferita al modo fondamentale di vibrazione della struttura per ciascuna delle direzioni di ingresso del sisma, non inferiore al 75%, condizioni verificate per la struttura in esame:

- direzione sisma 0° : forma modale n.2 con partecipazione 82%
- direzione sisma 90° : forma modale n.1 con partecipazione 95%

In particolare, come prescritto dalle NTC2018 par. 7.3.5, le combinazioni sismiche da considerare ai fini delle verifiche statiche non lineari devono considerare, oltre le direzioni ed i versi di ingresso del sisma lungo x e y e le eccentricità del centro di massa, la presenza contemporanea dell'azione sismica nelle due direzioni, ovvero unitamente alla azione sismica agente lungo una direzione occorre considerare il 30% dell'azione sismica agente nella direzione ortogonale.

La verifica di sicurezza nei confronti degli stati limite sismici SLV e SLD viene effettuata controllando che, per ogni direzione sismica considerata, la capacità di spostamento valutata mediante l'analisi *pushover* sia maggiore della domanda di spostamento, associando al sistema strutturale reale un sistema strutturale equivalente MDOF ad un grado di libertà.

La Circolare esplicativa n°7/2019 prevede che per l'analisi statica non lineare delle strutture in c.a. si effettui la verifica degli elementi “duttili” e degli elementi “fragili”. La prima viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con limiti normativi previsti. La verifica degli elementi “fragili”, invece, viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, considerati inoltre i fattori di confidenza. Per i materiali dei nuovi elementi strutturali si utilizzano le proprietà nominali.

Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali di sicurezza e per i fattori di confidenza.

Il comportamento non lineare viene introdotto mediante cerniere plastiche alle estremità degli elementi strutturali, nell'ambito di un approccio a non linearità concentrate.

La verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo in condizioni sismiche (SLV) viene effettuata controllando che per ogni direzione sismica considerata da norma la capacità di spostamento, valutata mediante l'analisi non lineare *pushover*, sia maggiore della domanda di spostamento con riferimento al

sistema bilineare equivalente ad un grado di libertà.

Il risultato delle verifiche viene riportato in termini di rapporto tra l'azione orizzontale massima sopportabile dalla struttura esistente o rinforzata (ovvero la *capacità* della struttura) con l'azione sismica definita da progetto nel caso di nuova costruzione (ovvero la *domanda* prevista da normativa).

Tale rapporto viene definito come *indice di vulnerabilità* ζ_E della struttura. La norma stabilisce inoltre i limiti del valore dell'indice in relazione alla tipologia di intervento ed alla classe d'uso dell'edificio.

Ai fini del presente progetto si evidenzia che (p.to 8.4.2):

costruzioni di classe III ad uso scolastico: per interventi di miglioramento sismico $\zeta_E \geq 0,6$

Il risultato delle verifiche viene riportato in maniera equivalente in termini di PGA, ovvero come rapporto tra l'accelerazione al suolo PGA_{LV} che produce il raggiungimento dello SLV e l'accelerazione di riferimento $PGA_{10\%}$ valutato nel caso di nuove costruzioni con terreno di categoria A (*bedrock*). L'indice di vulnerabilità viene definito come:

$$\zeta_E = \frac{PGA_{LV}}{PGA_{10\%}}$$

Il rapporto tra le accelerazioni rappresenta la misura della vulnerabilità sismica della struttura nei confronti delle azioni sismiche che inducono il raggiungimento dello stato limite di salvaguardia.

Si evidenzia che, per la struttura in esame, l'accelerazione di picco e di riferimento al suolo per il raggiungimento dello SLV nel caso di nuova realizzazione è pari a:

$$PGA_{10\%} = 0,191 \text{ g} = 1,873 \text{ m/s}^2$$

14. ANALISI DELLA STRUTTURA ALLO STATO DI FATTO

ANALISI STATICA

Si riportano di seguito i risultati in forma grafica dell'analisi statica condotta sulla struttura esistente considerando i soli carichi verticali, evidenziando gli elementi strutturali che non soddisfano le verifiche di norma nei confronti delle resistenze a taglio e/o flessione per carenza di adeguata armatura (fig.13.3).

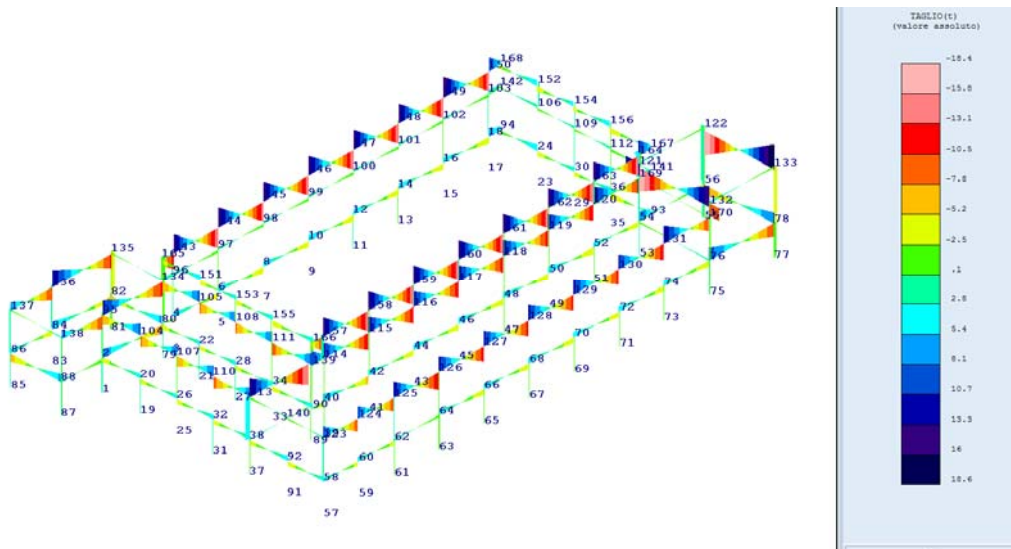


Fig. 13.1 – Stato di fatto: verifica statica SLU – Diagramma taglio $T_x-T_y(t)$

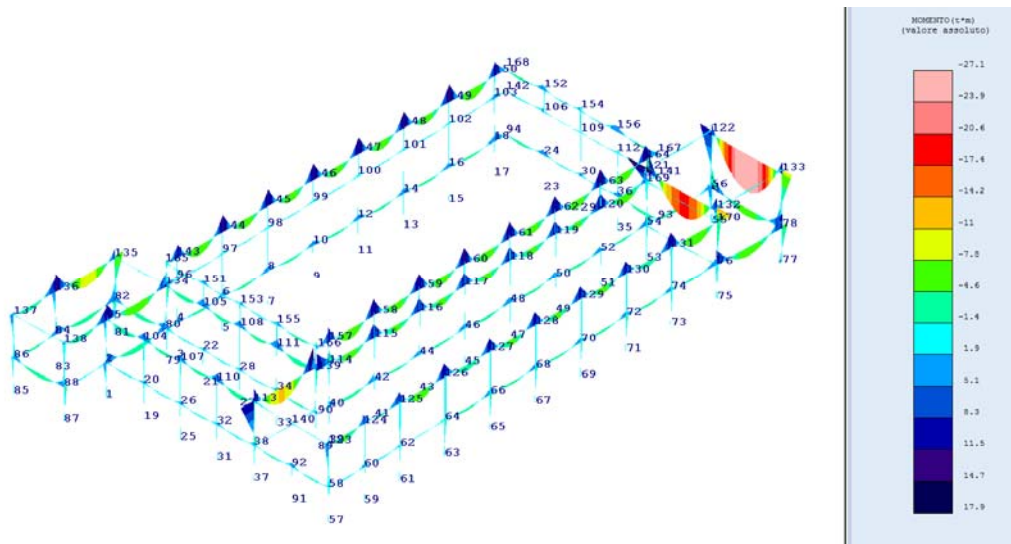


Fig. 13.2 – Stato di fatto: verifica statica SLU – Diagramma momento $M_x-M_y(t.m)$

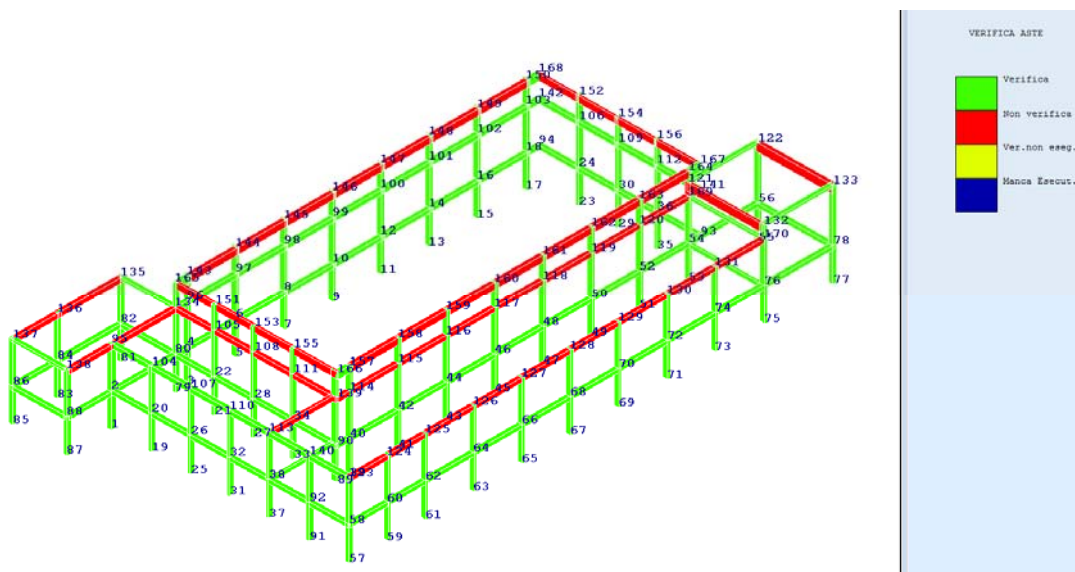


Fig. 13.3 – Stato di fatto: esito verifica statica SLU

Dalle verifiche condotte si evidenzia la necessità di prevedere un intervento generale di adeguamento statico della struttura mediante interventi di rinforzo flessionali a taglio per le travi, con particolare riferimento alle travi di copertura ed intermedie del relativo il corpo piscina.

ANALISI DINAMICA LINEARE

Si riportano di seguito, a titolo illustrativo, i risultati in forma grafica dell'analisi dinamica modale condotta sulla struttura esistente.

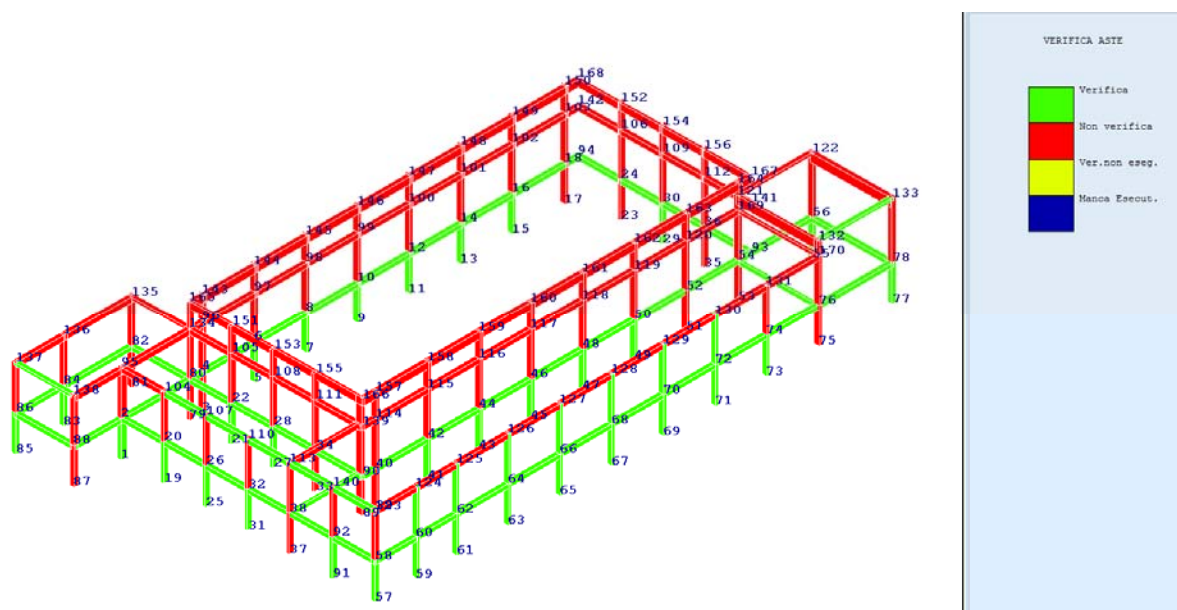


Fig. 13.4 – Stato di fatto: esito verifica sismica SLV

I risultati delle verifiche sismiche condotte evidenziano le criticità strutturali sia per le travi che i pilastri. Tale circostanza, ovviamente prevedibile, è determinata dalla carenza di staffe ed armature negli elementi strutturali dovuta ad una progettazione della struttura per soli carichi statici, come usuale all'epoca di realizzazione dell'edificio, o in presenza di forze sismiche di modesta entità.

Si osserva che l'analisi dinamica modale in generale viene applicata per strutture ad impalcati rigidi. Nel caso in esame tale assunzione è riferibile al solo piano di copertura in quanto per i restanti solai non è stata rilevata la presenza di una soletta rigida armata di adeguato spessore.

Si precisa, inoltre, che ai fini delle analisi e delle verifiche sismiche condotte sulla struttura in esame sono state assunte, a vantaggio di sicurezza, le seguenti ipotesi:

- struttura di tipo non dissipativa
- rigidzze torsionali nulle degli elementi strutturali

15. ANALISI DELLA STRUTTURA ALLO STATO DI PROGETTO

ANALISI STATICA

A seguito degli interventi strutturali di progetto come descritti al p.to 11, è stata nuovamente effettuata la verifica statica dell'edificio al fine di evidenziare il soddisfacimento delle verifiche allo SLU.

I risultati delle verifiche condotte sono riportati nei tabulati di calcolo allegati da cui si evidenzia la capacità degli elementi strutturali rinforzati di resistere alle azioni statiche dovute ai carichi gravitazionali come stabiliti dalle NTC 2018.

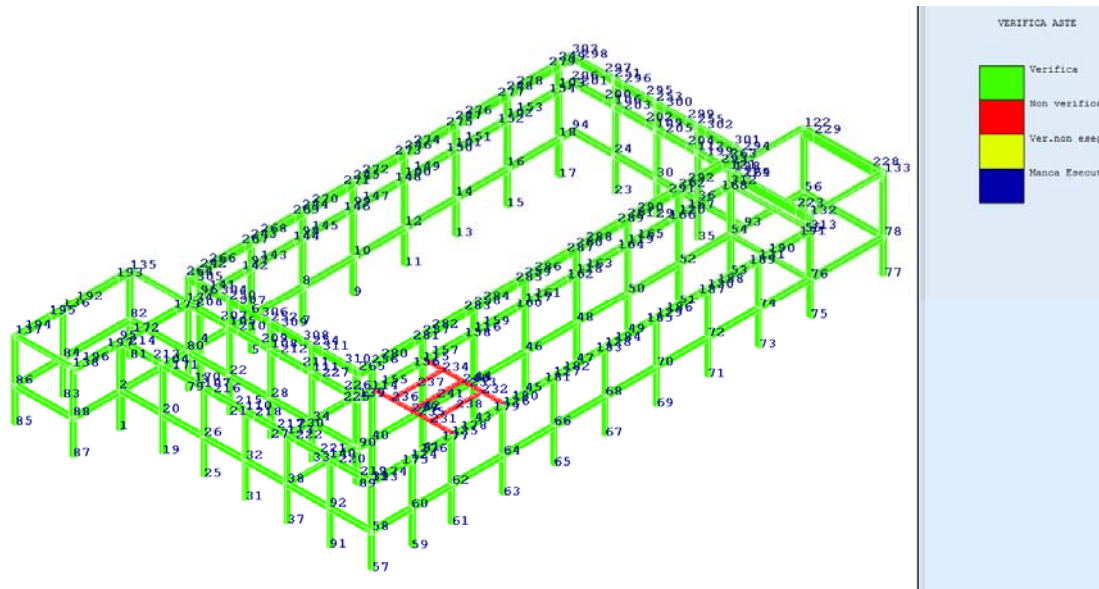


Fig. 14.1 – Stato di progetto: esito verifica statica aste c.a. - SLU
(nb: gli elementi differenti dal c.a. vengono segnalati in rosso e non verificati)

ANALISI SISMICA NON LINEARE

Allo stesso modo, a seguito degli interventi strutturali di rinforzo è stata rivalutata la risposta sismica dell'edificio nei confronti delle azioni sismiche mediante le analisi non lineari push-over.

Di seguito si riportano le curve di capacità della struttura post-intervento.

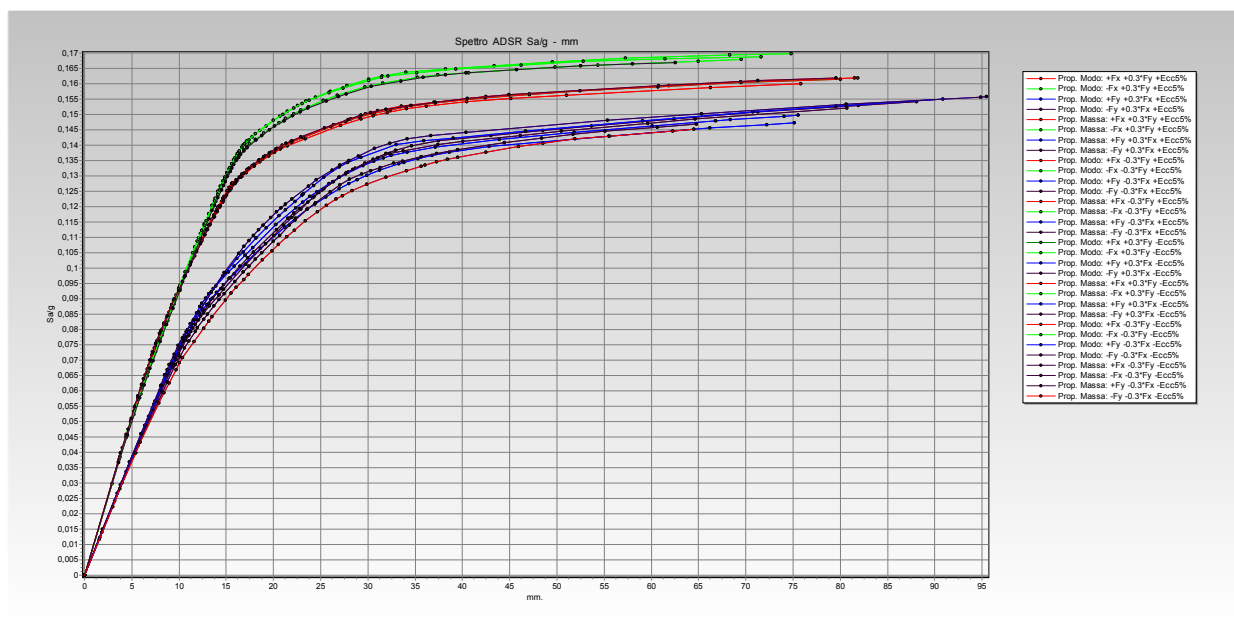


Fig. 14.2 – Stato post intervento: spettri ADSR analisi push-over

Le curve rappresentate evidenziano la capacità di deformazione, in termini di accelerazioni e spostamenti del sistema equivalente, in relazione agli interventi strutturali di miglioramento sismico.

Di seguito si riportano, come estrapolati dai tabulati di calcolo, i valori dell'indice di vulnerabilità ζ_E per ciascuna delle combinazioni di carico relative le *pushover* previste, riferiti alla vulnerabilità della struttura allo stato limite di salvaguardia (SLV).

Tab. 1 – Stato di progetto SLV - indici di vulnerabilità ζ_E

Comb. Gruppo 1	Comb. Gruppo 2			SLV			
<i>push</i>	<i>push</i>	<i>ecc. accid.</i>	<i>direzione sisma</i>	<i>domanda spostamento [mm]</i>	<i>capacità spostamento [mm]</i>	PGA_{LV}/g	ζ_E
n° 1	n° 5	+5%	$+F_x + 0,3 \cdot F_y$	54,38	52,85	0,186	0,968
n° 2	n° 6	+5%	$-F_x + 0,3 \cdot F_y$	54,52	49,83	0,174	0,910
n° 3	n° 7	+5%	$+F_y + 0,3 \cdot F_x$	63,16	56,69	0,171	0,888
n° 4	n° 8	+5%	$-F_x + 0,3 \cdot F_x$	64,43	66,63	0,198	1,031
n° 9	n° 13	+5%	$+F_x - 0,3 \cdot F_y$	54,33	58,19	0,206	1,073
n° 10	n° 14	+5%	$-F_x - 0,3 \cdot F_y$	54,93	43,00	0,149	0,779
n° 11	n° 15	+5%	$+F_y - 0,3 \cdot F_x$	62,16	57,35	0,176	0,917
n° 12	n° 16	+5%	$-F_x - 0,3 \cdot F_x$	64,73	58,80	0,173	0,896
n° 17	n° 21	-5%	$+F_x + 0,3 \cdot F_y$	54,51	54,54	0,191	0,998
n° 18	n° 22	-5%	$-F_x + 0,3 \cdot F_y$	54,61	46,78	0,163	0,852
n° 19	n° 23	-5%	$+F_y + 0,3 \cdot F_x$	63,15	68,88	0,210	1,094
n° 20	n° 24	-5%	$-F_x + 0,3 \cdot F_x$	65,38	47,54	0,138	0,723
n° 25	n° 29	-5%	$+F_x - 0,3 \cdot F_y$	54,47	57,68	0,203	1,060
n° 26	n° 30	-5%	$-F_x - 0,3 \cdot F_y$	54,99	37,70	0,130	0,684
n° 27	n° 31	-5%	$+F_y - 0,3 \cdot F_x$	63,07	75,86	0,235	1,222
n° 28	n° 32	-5%	$-F_x - 0,3 \cdot F_x$	67,07	45,49	0,129	0,676

Si precisa che per la struttura in esame, costituita da un unico impalcato sismico, le distribuzioni di carichi previste da norma relative il Gruppo 1 e Gruppo 2, ovvero proporzionali rispettivamente alla forma del modo fondamentale di vibrazione ed alla massa strutturale, conducono ad identici valori degli indici di vulnerabilità.

Il valore dell'indice di vulnerabilità della struttura rinforzata è pari al valore minimo riportato dalla precedente tabella (push-over n.28-32) :

$$\zeta_E = 0,68$$

Dall'analisi dei risultati si può osservare che la risposta sismica della struttura, a seguito degli interventi strutturali di progetto, risulta sensibilmente incrementata in quanto vengono raggiunti valori dell'indice di vulnerabilità sismica prossimi o superiori all'unità per molte delle combinazioni di carico analizzate.

Il raggiungimento di valori degli indici ≥ 1 implica l'adeguamento strutturale dell'edificio riferito alla corrispondente direzione di ingresso del sisma, all'intervento di miglioramento sismico previsto ed alle ipotesi di calcolo di base dell'analisi. Svolta.

Si osserva che nei tabulati di calcolo viene inoltre riportata l'analisi della struttura riferita allo stato di limite di danno SLD, ovvero allo stato limite di esercizio in condizioni sismiche. In maniera analoga allo stato limite di salvaguardia SLV è possibile definire un indice di danno della struttura valutato con riferimento alla accelerazione attesa per lo SLD:

$$PGA_{63\%} = 0,073 \text{ g} = 0,716 \text{ m/s}^2$$

Dall'analisi svolta e riportata nei tabulati di calcolo (rif. RST05) la capacità di spostamento della struttura risulta inferiore alla domanda, per cui la struttura non è verificata allo SLD, raggiungendo valori degli indici di danno variabili nel range di valori $0,46 \div 0,69$ ovvero circa il 55% della domanda.

16. CONCLUSIONI

La scelta degli interventi strutturali previsti da progetto è mirata ad ottenere un incremento delle prestazioni della struttura nei confronti delle condizioni di carico statiche e dei carichi sismici attesi, essendo l'attuale struttura non idonea a resistere ai carichi previsti dalla normativa vigente NTC 2018, come ovvio considerata l'epoca di realizzazione risalente agli anni '60.

Tali obiettivi sono stati conseguiti mediante interventi di rinforzo degli elementi strutturali maggiormente sollecitati e relativi principalmente il corpo piscina. Gli interventi previsti consistono nel confinamento di pilastri, travi e nodi con incamiciature metalliche e con il rinforzo flessionale di parte delle travi con la tecnica del beton-plaquè. Non sono stati previsti nuovi elementi strutturali restando pertanto immutato l'organismo strutturale.

Le scelte effettuate hanno portato la struttura a raggiungere:

- l'**adeguamento statico** nei confronti delle azioni derivanti dai carichi gravitazionali allo SLU
- un **elevato grado di miglioramento sismico** con l'incremento delle prestazioni dinamiche allo SLV così come richiesto dalle norme tecniche vigenti (NTC 2018 e Circolare esplicativa n. 7/2019).

In particolare è stata valutata la vulnerabilità sismica della struttura *pre-intervento* e *post-intervento* con riferimento al raggiungimento della condizione di crisi nei confronti dello stato limite di salvaguardia SLV come richiesto da norma. La misura della vulnerabilità è stata correlata all'indice di sicurezza ζ_E definito dal rapporto tra l'azione orizzontale massima sopportabile dalla struttura (*capacità della struttura*) con l'azione sismica definita da progetto nel caso di nuova costruzione (*domanda da normativa*), rapportato alle accelerazioni al suolo calcolate ed alla accelerazione attesa.

Dalle analisi *push-over* condotte si ricava il valore dell'indice di vulnerabilità della struttura a seguito degli interventi strutturali previsti, pari al valore minimo delle analisi svolte :

$$\zeta_E = \frac{PGA_{LV}}{PGA_{63\%}} = 0,68$$

$$PGA_{10\%}$$

E' possibile concludere osservando che gli interventi di rinforzo strutturale della piscina coperta del complesso sportivo “A.Collana”, così come previsti dal presente progetto, consentono di raggiungere un indice di vulnerabilità sismica della struttura $\zeta_E > 0,60$, che rappresenta l'indice di vulnerabilità minimo richiesto dalle norme N.T.C. 2018 nel caso di interventi di miglioramento sismico effettuati su edifici ad uso scolastico.

RELAZIONE

ai sensi del Cap. 10.2 delle NTC 2018

ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L' AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

***PROGETTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO
DELLA PISCINA COPERTA
COMPLESSO SPORTIVO A.COLLANA
Via Rossini - Napoli***

Tipo Analisi svolta

- Tipo di analisi e motivazione

L'analisi per le combinazioni delle azioni permanenti e variabili è stata condotta in regime elastico lineare.

Per quanto riguarda le azioni simiche, tenendo conto che per tali azioni si vogliono determinare le prestazioni in termini di capacità in spostamento e di danno per i vari stati limite previsti dalla norma si è reso necessario effettuare un insieme di analisi statiche non lineari incrementali modellando esplicitamente le caratteristiche non lineari degli elementi strutturali.

- Metodo di risoluzione della struttura

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

Nel modello sono stati tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi. La presenza di eventuali orizzontamenti e' stata tenuta in conto o con vincoli cinematici rigidi o con modellazione della soletta con elementi SHELL. I vincoli tra i vari elementi strutturali e quelli con il terreno sono stati modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale.

I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono del tipo elastico lineare.

- Metodo di verifica sezionale

Le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU e SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17/01/2018.

Per le verifiche sezionali degli elementi in c.a. ed acciaio sono stati utilizzati i seguenti legami:

Legame parabola rettangolo per il cls

Legame elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata per l'acciaio

- Combinazioni di carico adottate

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal DM 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive. In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state considerate le combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3 delle NTC 2018, per i seguenti casi di carico:

SLO	NO
SLD	SI
SLV	SI
SLC	NO
Combinazione Rara	NO
Combinazione frequente	NO
Combinazione quasi permanente	NO
SLU terreno A1 – Approccio 1/ Approccio 2	SI-CON NTC18 SOLO APPROCCIO 2
SLU terreno A2 – Approccio 1	NON PREVISTA DALLE NTC18

◦ Motivazione delle combinazioni e dei percorsi di carico

Il sottoscritto progettista ha verificato che le combinazioni prese in considerazione per il calcolo sono sufficienti a garantire il soddisfacimento delle prestazioni sia per gli stati limite ultimi che per gli stati limite di esercizio.

Le combinazioni considerate ai fini del progetto tengono infatti in conto le azioni derivanti dai pesi propri, dai carichi permanenti, dalle azioni variabili, dalle azioni termiche e dalle azioni sismiche combinate utilizzando i coefficienti parziali previsti dalle NTC 2018 per le prestazioni di SLU ed SLE.

In particolare per le azioni sismiche si sono considerati i percorsi di carico di tipo affine come descritti precedentemente. Tale insieme di percorsi di carico risultano scelti in modo da avere informazioni adeguate sulla risposta non lineare della struttura in tutte le direzioni ed in tutte le condizioni, ovvero sia nello stato integro che nello stato finale vicino al collasso.

Origine e Caratteristiche dei codici di calcolo

Produttore	S.T.S. srl
Titolo	CDSWin
Versione	Rel. 2019
Nro Licenza	33239

Ragione sociale completa del produttore del software:

S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

Via Tre Torri n°11 – Complesso Tre Torri

95030 Sant'Agata li Battiati (CT).

Affidabilità dei codici utilizzati

L'affidabilità del codice utilizzato e la sua idoneità al caso in esame, è stata attentamente verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

La S.T.S. s.r.l., a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce direttamente on-line i test sui casi prova liberamente consultabili all'indirizzo:

<http://www.stsweb.it/area-utenti/test-validazione.html>

Validazione dei codici

L'opera in esame non e' tale da necessitare un calcolo indipendente eseguito con altro software da altro calcolista

Presentazione sintetica dei risultati

Una sintesi del comportamento della struttura e' consegnata nelle tabelle di sintesi dei risultati, riportate in appresso, e nelle rappresentazioni grafiche allegate in coda alla presente relazione in cui sono rappresentate le principali grandezze (deformate, sollecitazioni, etc..) per le parti piu' sollecitate della struttura in esame.

Tabellina Riassuntiva delle % Massa Eccitata

Il numero dei modi di vibrare considerato (3) ha permesso di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura, per le varie direzioni:

DIREZIONE	% MASSA
X	100
Y	100
Z	NON SELEZIONATA

Tabellina Riassuntiva degli Spostamenti SLO/SLD

Stato limite	Status Verifica
SLO	NON CALCOLATO
SLD	NON CALCOLATO

Tabellina riassuntiva delle verifiche SLU

Tipo di Elemento	Non Verif/Totale	STATUS
Travi c.a. Fondazione	0 su 0	NON PRESENTI
Travi c.a. Elevazione	0 su 0	NON PRESENTI
Pilastrini in c.a.	0 su 0	NON PRESENTI
Shell in c.a.	0 su 0	NON PRESENTI
Piastre in c.a.	0 su 0	NON PRESENTI
Aste in Acciaio	0 su 16	VERIFICATO
Aste in Legno	0 su 0	NON PRESENTI
Zattera Plinti	0 su 0	NON PRESENTI
Pali/Micropali (Plinti)	0 su 0	NON PRESENTI
Micropali (Travi/Piastre)	0 su 0 Tipologie	NON PRESENTI

Tabellina riassuntiva delle verifiche SLE

Tipo di Elemento	Non Verif/Totale	STATUS
Travi c.a. Fondazione	0 su 0	NON PRESENTI
Travi c.a. Elevazione	0 su 0	NON PRESENTI
Pilastri in c.a.	0 su 0	NON PRESENTI
Shell in c.a.	0 su 0	NON PRESENTI
Piastre in c.a.	0 su 0	NON PRESENTI
Aste in Acciaio	0 su 16	VERIFICATO
Aste in Legno	0 su 0	NON PRESENTI
Zattera Plinti	0 su 0	NON PRESENTI
Pali	0 su 0	NON PRESENTI

Tabellina Riassuntiva della Ridistribuzione Plastica

	Numero totale Travi a cui si e' applicata la ridistribuzione plastica	Numero Travi con coeff. di ridistribuzione plastica inferiore al limite di Norma
Ridistribuzione Plastica Travi in C.A.	NON ESEGUITA	NON ESEGUITA

Tabellina Riassuntiva delle Verifiche di Gerarchia delle Resistenze

	Non Verif/Totale	STATUS
Gerarchia Trave Colonna c.a.	0 su 0	NON ESEGUITA
Gerarchia Trave Colonna acc.	0 su 0	NON ESEGUITA

Tabellina Riassuntiva delle Verifiche delle Unioni Metalliche

	Non Verif/Totale	STATUS
Telai	0 su 0	NON PRESENTI
Reticolari	0 su 0	NON PRESENTI

Tabellina riassuntiva delle PushOver

Numero PushOver	PgaSLO/Pga81%	PgaSLD/Pga63%	PgaSLV/Pga10%	PgaSLC/Pga5%
1	0	.672	.971	0
2	0	.692	.91	0
3	0	.526	.892	0
4	0	.566	1.037	0
5	0	.672	.971	0
6	0	.692	.91	0
7	0	.526	.892	0
8	0	.566	1.037	0
9	0	.682	1.077	0
10	0	.692	.778	0
11	0	.566	.919	0
12	0	.587	.904	0
13	0	.682	1.077	0
14	0	.692	.778	0
15	0	.566	.919	0
16	0	.587	.904	0

17	0	.672	1.002	0
18	0	.692	.851	0
19	0	.629	1.098	0
20	0	.506	.723	0
21	0	.672	1.002	0
22	0	.692	.851	0
23	0	.629	1.098	0
24	0	.506	.723	0
25	0	.672	1.064	0
26	0	.692	.683	0
27	0	.607	1.228	0
28	0	.465	.675	0
29	0	.672	1.064	0
30	0	.692	.683	0
31	0	.607	1.228	0
32	0	.465	.675	0
Min. PgaSL/Pga%	0	.465	.675	0

Tabellina riassuntiva verifiche Murature

Tipo Verifica	Non Verif/Totale	Coeff. Sicur. Minimi	STATUS
Maschi – Statiche	0 su 0		NON PRESENTE
Maschi – Sisma Ortog.	0 su 0		NON PRESENTE
Maschi – Sisma Parall.	0 su 0		NON PRESENTE
Architravi	0 su 0		NON PRESENTE
Meccanismi Locali	0 su 0		NON PRESENTE

Tabellina riassuntiva verifiche Murature Armate

Tipo Verifica	Non Verif/Totale	Coeff. Sicur. Minimi	STATUS
Maschi – Statiche	0 su 0		NON PRESENTE
Maschi – Sisma Ortog.	0 su 0		NON PRESENTE
Maschi – Sisma Parall.	0 su 0		NON PRESENTE
Architravi	0 su 0		NON PRESENTE

Tabellina riassuntiva verifiche Pareti CLS Debolmente Armate

Tipo Verifica	Non Verif/Totale	Coeff. Sicur. Minimi	STATUS
Maschi – Statiche	0 su 0		NON PRESENTE
Maschi – Sisma Ortog.	0 su 0		NON PRESENTE
Maschi – Sisma Parall.	0 su 0		NON PRESENTE
Architravi	0 su 0		NON PRESENTE

Tabellina riassuntiva della portanza

	VALORE	STATUS
Sigma Terreno Massima (kg/cm ²)	0	
Coeff. di Sicurezza Portanza Globale		NON CALCOLATO
Coeff. di Sicurezza Scorrimento		NON CALCOLATO
Cedimento Elastico Massimo (cm)	NON CALCOLATO	
Cedimento Edometrico Massimo (cm)	NON CALCOLATO	
Cedimento Residuo Massimo (cm)	NON CALCOLATO	

Tabellina riassuntiva della Stabilita' Globale della struttura

Numero della combinazione di carico	CARICO CRITICO NON CALCOLATO
Valore del moltiplicatore dei carichi	CARICO CRITICO NON CALCOLATO

Informazioni sull' elaborazione

Il software e' dotato di propri filtri e controlli di autodiagnostica che intervengono sia durante la fase di definizione del modello sia durante la fase di calcolo vero e proprio.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.

Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su labilita' o eventuali mal condizionamenti delle matrici, con verifica dell'indice di condizionamento.

Controlli sulla verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.

Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

Rappresentazioni grafiche di post-processo che consentono di evidenziare eventuali anomalie sfuggite all' autodiagnostica automatica.

In aggiunta ai controlli presenti nel software si sono svolti appositi calcoli su schemi semplificati, che si riportano nel seguito, che hanno consentito di riscontrare la correttezza della modellazione effettuata per la struttura in esame.

Giudizio motivato di accettabilita'

Il software utilizzato ha permesso di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello hanno consentito di controllare sia la coerenza geometrica che la adeguatezza delle azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali: sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti e reazioni vincolari, hanno permesso un immediato controllo di tali valori con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati della struttura stessa.

Si è inoltre riscontrato che le reazioni vincolari sono in equilibrio con i carichi applicati, e che i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche sono confrontabili con gli omologhi valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Sono state inoltre individuate un numero di travi ritenute significative e, per tali elementi, e' stata effettuata una apposita verifica a flessione e taglio.

Le sollecitazioni fornite dal solutore per tali travi, per le combinazioni di carico indicate nel tabulato di verifica del CDSWin, sono state validate effettuando gli equilibri alla rotazione e traslazione delle dette travi, secondo quanto meglio descritto nel calcolo semplificato, allegato alla presente relazione.

Si sono infine eseguite le verifiche di tali travi con metodologie semplificate e, confrontandole con le analoghe verifiche prodotte in automatico dal programma, si è potuto riscontrare la congruenza di tali risultati con i valori riportati dal software.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato tutte esito positivo.

Da quanto sopra esposto si può quindi affermare che il calcolo è andato a buon fine e che il modello di calcolo utilizzato è risultato essere rappresentativo della realtà fisica, anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.