



Unione Europea



Regione Campania

PROGRAMMA OPERATIVO POR FESR 2014-2020 - POC 2014-2020

-DD.GG.RR. nn. 568/2017 - 403/2018 - 563/2019 - DPGR 170/2018

- OBIETTIVI SPECIFICI 5.3.2 E 4.1 -

PROGETTO DI "ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO STRATEGICO DI PALAZZO S.LUCIA IN NAPOLI"

CUP: B68B17000030006

PROGETTO DEFINITIVO



PROGETTAZIONE

R.T.P.:

ing. Giuseppe Iazzetta capogruppo
corso amedeo di savoia, n° 210 - 80136 napoli

corvino + multari

via ponti rossi, n°117b - 80131 napoli
via cosimo del fante, n°7 - 80122 milano

Studio Valle Progettazioni

circonvallazione clodia, n° 76/a - 00195 roma

REGIONE CAMPANIA

DIREZIONE GENERALE LL.PP e PROTEZIONE CIVILE

D.G. dott. Italo Giulivo
R.U.P. ing. Sergio Massimo

© Copyright 2009 - Tutti i diritti riservati

Oggetto:				tavola:	scala:
STRUTTURE: Relazione tecnica specialistica				D6.1	
rev.:	descrizione:	controllato da:	approvato da:	formato:	data:
1	Aggiornamento per osservazioni Ente Verificatore	C.Presutti	G.Iazzetta	A4	31 Ottobre 2019
2	Agg. per appalto integrato art. 59 c.1-bis D.lgs 50/2016 e smi	G.Iazzetta	G.Iazzetta		05 Febbraio 2020

INDICE

1. PREMESSA	2
2. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO	3
2.1 Analisi storico - critica	3
2.2 Analisi dei dissesti e carenze strutturali	5
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
4. SICUREZZA E LIVELLI PRESTAZIONALI ATTESI	7
5. AZIONI SULLA COSTRUZIONE E COMBINAZIONE DEI CARICHI	8
AZIONE SISMICA	8
6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELL' EDIFICIO ESISTENTE	16
7. ANALISI DELLA STRUTTURA	17
7.1 Generalità	17
7.2 Modello di calcolo	18
7.3 Verifiche per carichi gravitazionale e per azioni sismiche	19
7.4 Modellazione della struttura-codice di calcolo	19
7.5 Metodi di analisi per azioni sismiche	20
7.6 Combinazione delle azioni nell'analisi statica non lineare	21
7.7 Analisi statica non lineare	22
8. VERIFICHE DI VULNERABILITA' STATICA E SISMICA- STATO ATTUALE	23
8.1 Verifiche della fondazione - verifiche di liquefazione	23
9. INTERVENTI DI ADEGUAMENTO STRUTTURALE	24
9.1 Interventi sulle strutture in cemento armato	24
9.2 Interventi sul corpo di fabbrica in muratura	27
9.3 Interventi in fondazione	29
10. VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA EDIFICIO ADEGUATO	29
11. INTERVENTI COMPLEMENTARI	29
12. CONCLUSIONI	30

1. PREMESSA

Nella presente relazione si riporta la descrizione della valutazione della vulnerabilità statica e sismica e delle tipologie di interventi di adeguamento previste nell'ambito della *"Progettazione preliminare, definitiva ed esecutiva, con coordinamento della sicurezza, dei lavori di ristrutturazione e manutenzione straordinaria per la conservazione ed il miglioramento della fruibilità del fabbricato sede della Giunta Regionale, sito in S. Lucia n° 81 - Napoli"*



La valutazione della sicurezza dell'edificio è stata condotta con riferimento al recente *"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni"* di cui al DM 17/01/2018 con applicazione della Circolare n° 7/2019 *"Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"*.

Sulla struttura oggetto di verifica è stata eseguita una campagna di indagini finalizzata alla individuazione delle caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali che la costituiscono. La campagna indagini ha permesso di definire un livello di conoscenza

della struttura di tipo "LC2" secondo la definizione di cui al § C8.5.4 della circ. 7/2019. I risultati della campagna indagini sono allegate al presente progetto definitivo. Le prove sono state effettuate sugli elementi più rappresentativi del fabbricato tenendo conto delle caratteristiche di ripetibilità, uguale geometria e ruolo nella maglia strutturale degli elementi. Come previsto dalla Circ.2019 tali aspetti consentono di ritenere estesa ad una più ampia percentuale i controlli effettuati sugli elementi rappresentativi. Pertanto per la presente progettazione definitiva, si ritiene che il numero di prove effettuato risulti sufficiente per considerare raggiunto un livello "LC2-conoscenza Adeguata".

2. DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

2.1 Analisi storico - critica

Da un'analisi storica, condotta al fine di ottenere il maggior numero possibile di informazioni e notizie sul progetto, risulta che l'edificio oggetto di verifica è stato realizzato agli inizi del secolo scorso. La struttura portante è costituita prevalentemente da setti in muratura di tufo "giallo".

I setti portanti hanno spessore variabile da 60 cm all'ultimo piano a 100-150 cm ai piani interrati.

A causa dei bombardamenti durante gli eventi bellici del periodo 1940-1946 l'ala sud del fabbricato crollò e fu ricostruita con tipologia strutturale costituita da telai in cemento armato (fig.1).

Geometricamente l'immobile ha una forma pseudo trapezoidale, con basi di dimensioni m 83,55 la maggiore e m 74,70 la minore, lato obliquo di m 43,15 e lato opposto di m 42,30 . L'ingresso carrabile è posto su Via Santa Lucia, da cui sia accede internamente all'edificio in due cortili-patio di dimensioni pari a mq 19,95x13,65 quello verso Via Santa Lucia e mq 19.25x13,65 quello verso Via Generale Orsini.

L'edificio si sviluppa su sette livelli fuori terra e un livello interrato.

Il livello interrato è costituito completamente da setti portanti in muratura di tufo con alternanza di pareti in muri in mattoni pieni di argilla. Il reticolo di pareti crea anche il piano di fondazione del corpo di fabbrica in cemento armato. La struttura in c.a. infatti si diparte da una maglia di travi in c.a. realizzata in sommità ai maschi murari del piano

interrato.

I solai sono di tipo laterocementizio nel corpo di fabbrica ricostruito in cemento armato mentre per la restante parte in muratura portante sono costituiti da putrelle in acciaio e tavelle in laterizio o lapilcimento, riempite con materiale arido di alleggerimento su cui è stato realizzato il massetto di allettamento e il pavimento. Lo spessore di tali solai è dell'ordine dei 26-28 cm, variabile a causa di lavori di ristrutturazione succedutesi negli anni.

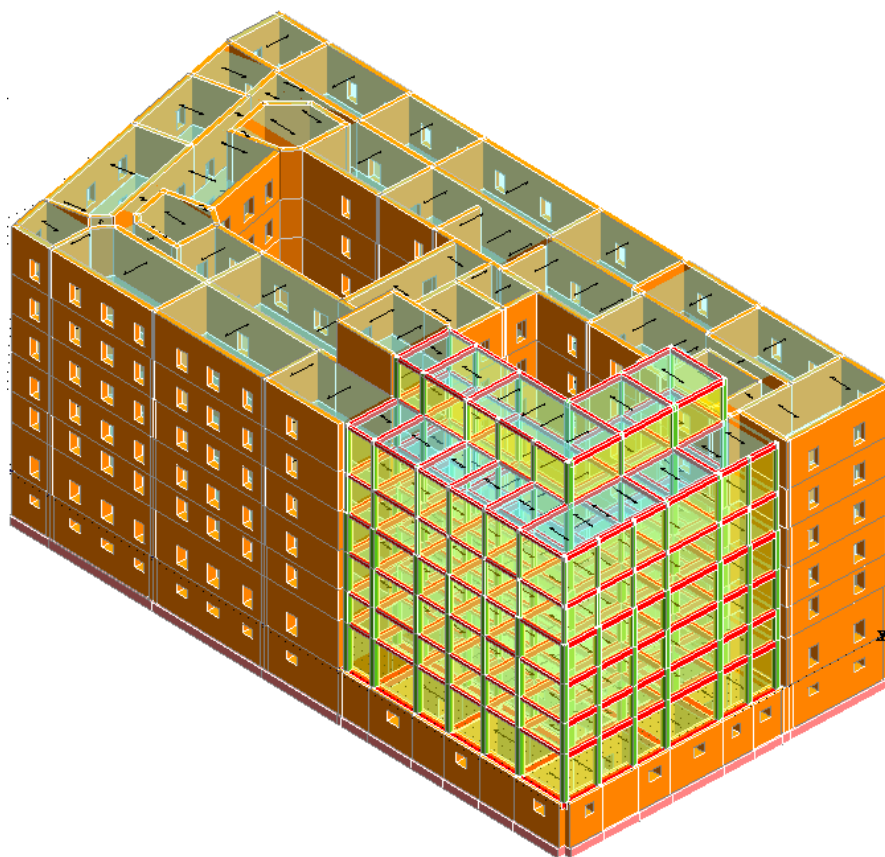


Fig. 1 : Ricostruzione tridimensionale dell'edificio

I solai del piano terra, nel corpo di fabbrica in muratura, sono costituiti da volte a botte o a crociera in mattoni di tufo o in alcuni casi in mattoncini di argilla, presumibilmente a causa di interventi che hanno modificato la struttura rispetto alla configurazione originaria.

L'edificio è costituito quindi da una struttura mista muratura-cemento armato, risultando

di difficile individuazione la presenza di giunti tecnici efficaci tra i due corpi di fabbrica a diversa tipologia strutturale .

2.2 Analisi dei dissesti e carenze strutturali

Il corpo di fabbrica in muratura portante, non presenta particolari segni di dissesti strutturali né nei maschi e fasce murarie e nemmeno nei solai e nelle volte. Solo nel piano interrato, in alcune pareti sono evidenti segni di ammaloramento degli intonaci causati però più da problemi di infiltrazioni di acqua e di umidità che da crisi strutturale.

Sono evidenti tracce di interventi sulla fabbrica muraria succedutesi nel corso degli anni. Alcuni di tali opere tendono ad incrementare i livelli di vulnerabilità dell'organismo. Si tratta infatti di interventi di apertura vani in pareti portanti o eliminazione di pareti portanti intermedie. Dalle spicconature effettuate è stato possibile rilevare che sono stati effettuati interventi di consolidamento delle pareti, mediante iniezione di miscele leganti, probabilmente a seguito degli eventi sismici degli anni 80 del secolo scorso.

Le indagini termografiche, confermate anche da saggi puntuali, hanno evidenziato la mancanza di cordoli di piano, con le putrelle in acciaio del solaio poggianti direttamente sui muri portanti. Sono presenti solo in zone limitate (prevalentemente ai piani alti) delle catene, ma non sembra vi sia una disposizione organica sull'intero corpo di fabbrica. Gli ammorsamenti tra le pareti risultano prevalentemente di buona fattura.

Le putrelle in acciaio costituenti i solai, spesso con evidenti segni di corrosione, sono di tipo IPE 120 o IPE180, posti ad interasse 80-100 cm. La portanza dei solai è sicuramente sottodimensionata rispetto ai carichi previsti per la destinazione d'uso dei locali.

Il corpo di fabbrica in cemento armato invece presenta un quadro di danneggiamento più evidente. I solai laterocementizi al piano terra versano in condizioni critiche, con intonaci e copriferri saltati, e armature dei travetti completamente ossidate. Per scongiurare pericoli di crollo, i solai laterocementizi sono stati puntellati completamente lungo tutto il loro sviluppo in pianta.



Fig.2 – particolare setto murario con intonaci ammalorati nei piani cantinato

L'intelaiatura in cemento armato non mostra particolari segni di danneggiamento però sono presenti zone dove è saltato il copriferro (pilastri e travi di copertura) in cui sono visibili gabbie di armatura costituite da barre lisce con staffe poste a passo molto rado e soprattutto non intensificate nei nodi trave-pilastro.



Fig.3 – particolare pilastro e nodo in cemento armato

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'analisi e le verifiche della struttura in oggetto sono state condotte nel pieno rispetto della normativa vigente e, in particolare dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. G.U. del 20/02/2018 (di seguito NTC2018) , nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21 Gennaio 2019 n. 7 *"Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"*

4. SICUREZZA E LIVELLI PRESTAZIONALI ATTESI

Le norme precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale.

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 17.01.2018. Si fa riferimento a quanto specificato nelle NTC2018 al §8.3 *"La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti."*

Trattandosi di edificio in classe d'uso IV, si è verificata :

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU in particolare di salvaguardia della vita SLV) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 per i vari tipi di materiale.
- la sicurezza nei riguardi dello stato limite di operatività (SLO) inteso come il limite che a seguito del terremoto conduce la costruzione nel suo complesso (includendo elementi

strutturali, elementi non strutturali, ecc.) a non subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

5. AZIONI SULLA COSTRUZIONE E COMBINAZIONE DEI CARICHI

Le azioni che vengono considerate ai fini della valutazione della vulnerabilità statica e sismica del plesso, nello stato ante operam e post-operam sono di seguito esplicitate e riportate nei tabulati di calcolo allegati alla presente relazione. Tali azioni sono opportunamente combinate tramite i coefficienti parziali di combinazione

AZIONE SISMICA

Secondo le NTC 2018 l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

l'azione in superficie è stata assunta come agente su tali piani. Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

In allegato alle NTC, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Stati Limite PVR :		Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del D.M. 17 gennaio 2018 § 3.2.3. sono stati definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale VN=50 anni
- Classe d'Uso; CU= IV classe
- Categoria del suolo B;
- Coefficiente Topografico; CT=1
- Latitudine e longitudine del sito oggetto di edificazione

A partire dalle coordinate del sito oggetto di intervento, si ricavano i parametri di pericolosità sismica da considerare ai fini del calcolo strutturale, riportati nei tabulati di calcolo (fig. 4).

Per la definizione dello spettro di risposta da utilizzare per la valutazione dell'azione sismica si definisce il periodo di riferimento $VR = VN \times CU = 50 \times 2 = 100$ anni dove VN = 50 anni (per la costruzione in esame) CU = 2 (per edifici di Classe IV, **costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti**). Noto il periodo di riferimento VR, per ciascun stato limite si fissa il periodo di ritorno e la probabilità di eccedenza dell'azione sismica.

Si riportano di seguito i parametri sismici di riferimento per la struttura in oggetto: Tr = periodo di ritorno ag = accelerazione massima al sito F0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro delle acceleraz. orizz. T* c = periodo d'inizio del tratto a velocità costante

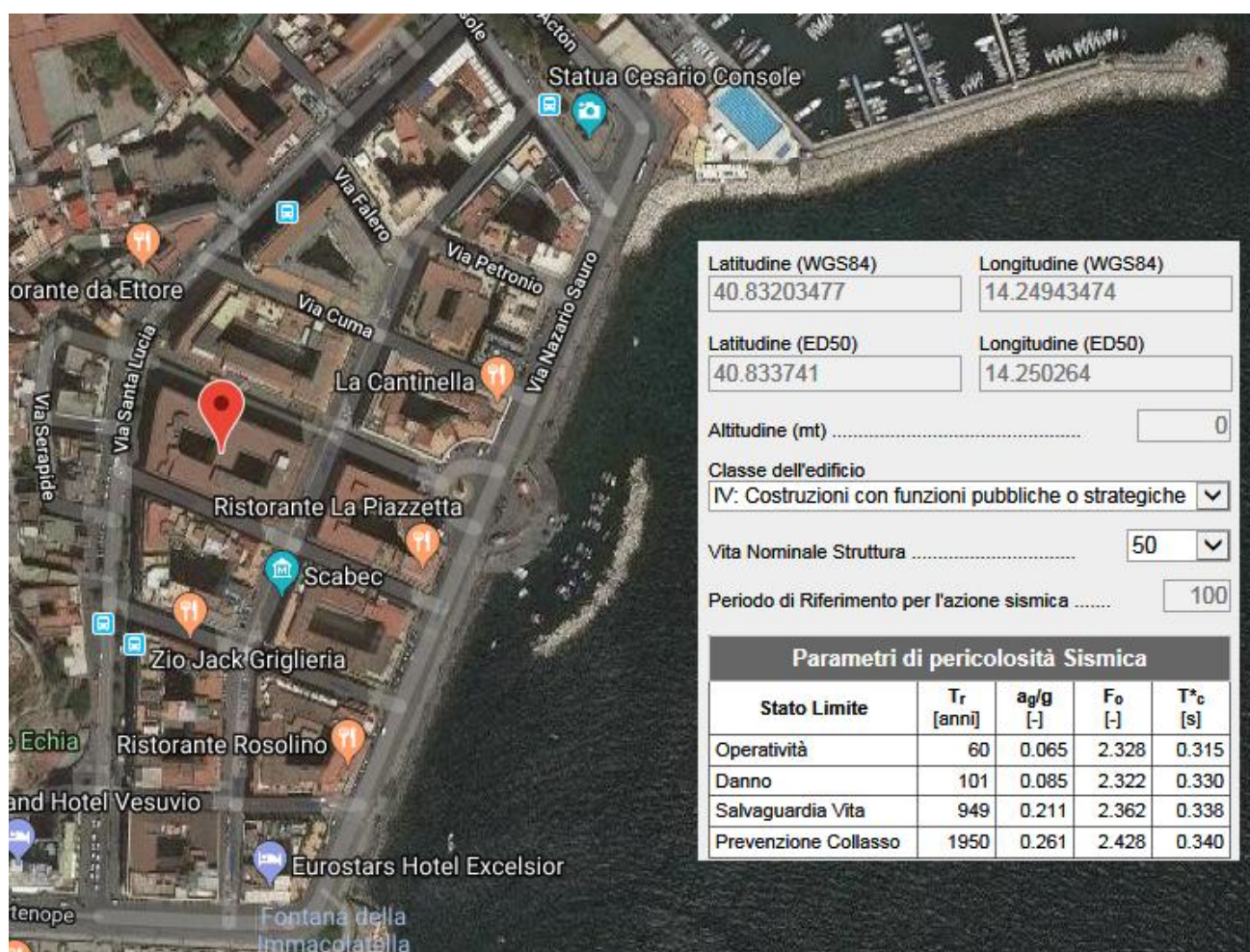


Fig. 4 - Parametri di pericolosità sismica

DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI VARIABILI DOVUTO ALLE AZIONI ANTROPICHE

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si è fatto riferimento alla tabella del D.M. 17.01.2018 seguente in funzione della destinazione d'uso.

Per i locali al piano terra è stata considerata una destinazione d'uso di tipo D1, mentre ai piani intermedi superiori di tipo B2. Per i vani scala è stata considerata una destinazione d'uso di tipo C2.

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 — —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati ** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

AZIONI DOVUTE AL VENTO

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del D.M. 17/01/18 ed implementate direttamente dal codice di calcolo.

Zona geografica	Zona 3
Altezza SLM (m)	10
Dist. costa (km)	0
Tempo Rit.(anni)	50
Classe Rugosita'	A
Classe Aperture	C
Coeff. Topograf.	1
Coeff. Dinamico	1
Coeff. Attrito	0.02

Velocita' (m/s)	27,01981
Pressione kg/mq	45,62939
Categ. Esposiz.	IV

Num. Direz Ingr.	2
Angolo Direz 1	0
Angolo Direz 2	90
Angolo Direz 3	45

NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture, ove presente, è stato valutato mediante la seguente espressione di normativa:

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

in cui si ha:

q_s = carico neve sulla copertura;

μ_i = coefficiente di forma della copertura, fornito al (Cfr.§ 3.4.5);

q_{sk} = valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito al (Cfr.§ 3.4.2) delle N.T.C. 2018

per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E = coefficiente di esposizione di cui al (Cfr.§ 3.4.3);

C_t = coefficiente termico di cui al (Cfr.§ 3.4.4).

Zona geografica	III
Altezza SLM (m)	10
Tipo Esposizione	Normale
Coeffic. Termico	1
Coeffic. Forma	0,8

Coeffic. Esposiz	1
Q riferim. kg/mq	60
Q neve kg/mq	48

ANALISI DEI CARICHI SUGLI IMPALCATI

A) Edificio in muratura:

A.1) Impalcato muratura piano terra:

➤ permanenti strutturali (G1) :

- peso putrella tipo IPE160 interasse 80 cm: $15,8 \times 2 / 0,8 = 40 \text{ kg/mq}$
- tavella (spessore 4 cm) : $1 \times 1 \times 0,04 \times 800 = 32 \text{ kg/mq}$
- materiale di riempimento di varia natura (spessore 10-12 cm)=70 kg/mq
- soletta in c.a. (spessore 4 cm) : $1 \times 1 \times 0,04 \times 2500 = 100 \text{ kg/mq}$

TOTALE G1 = 242 kg/mq (si assume G1=250 kg/mq)

➤ permanenti non strutturali (G2)

- pavimento = 30 kg/mq
- sottofondo: $0,02 \times 1 \times 1 \times 1400 = 28 \text{ kg/mq}$
- intonaco: $0,015 \times 1 \times 1 \times 1600 = 24 \text{ kg/mq}$
- tramezzi (laterizio 25x25x8+intonaco da 1+1 cm) = 58 kg/mq

TOTALE G2 = 140 kg/mq (si assume G2=150 kg/mq)

Per i tramezzi si è preferito sviluppare la reale incidenza su superficie unitaria di impalcato invece che utilizzare i valori indicativi riportati nel § 3.1.3 della NTC2018. In particolare lo sviluppo lineare delle tramezzature su piano tipo del corpo in muratura è di 275 m. Il peso lineare (considerando un'altezza media di 4.00 m e valutando il vuoto delle aperture per pieno) è pari a :

$$PL = 110 \text{ kg/mq} \times 4 \text{ m} \times 275 \text{ m} = 121.000 \text{ kg}$$

La superficie tipo dell'impalcato in muratura è pari a : $S = 2080 \text{ mq}$, quindi l'incidenza è pari a :

$$qt = 121.000 / 2080 = 58 \text{ kg/mq}$$

➤ Sovraccarichi variabili qk

- cat.D1 - Negozi (TAB. 3.1. II) = 400 kg/mq

TOTALE qk = 400 kg/mq

quindi: $G1 = 250 \text{ kg/mq}$; $G2 = 150 \text{ kg/mq}$; $qk = 400 \text{ kg/mq}$

A.2) Impalcato tipo muratura intermedio:

I valori dei carichi permanenti strutturali G1 e permanenti non strutturali G2 sono uguali al caso precedente:

➤ Sovraccarichi variabili q_k

- cat.B2 - Uffici aperti al pubblico (TAB. 3.1. II) = 300 kg/mq

TOTALE q_k = 300 kg/mq

quindi: $G_1 = 250$ kg/mq ; $G_2 = 150$ kg/mq; $q_k = 300$ kg/mq

A.3) Impalcato muratura copertura praticabile:

I valori dei carichi (permanenti strutturali G_1 , permanenti non strutturali G_2 e sovraccarichi variabili) sono uguali al caso precedente

quindi: $G_1 = 250$ kg/mq ; $G_2 = 150$ kg/mq; $q_k = 300$ kg/mq

A4) scale

➤ permanenti strutturali (G_1) :

- soletta in c.a. (spessore 10 cm) : $1 \times 1 \text{ m} \times 0,1 \text{ m} \times 2500$ = 250 kg/mq

TOTALE G_1 = 250 kg/mq

➤ permanenti non strutturali (G_2)

- gradino riportato $0,33 \text{ m} \times 0,16/2 \text{ m} \times 1400 \times 3$ = 110 kg/mq

- pavimento = 30 kg/mq

TOTALE G_2 = 140 kg/mq (si assume $G_2 = 150$ kg/mq)

➤ Sovraccarichi variabili q_k

- cat.B - scale (TAB. 3.1. II) = 400 kg/mq

TOTALE q_k = 400 kg/mq

quindi: $G_1 = 250$ kg/mq ; $G_2 = 150$ kg/mq; $q_k = 400$ kg/mq

B) Edificio in ca:

B.1) Impalcato c.a. piano terra:

- permanenti strutturali (G1) (solaio H=22+4 cm):
- peso travetto largh 10 cm interasse 50 cm: $0,1 \times 0,22 \times 2 \times 2500 = 110 \text{ kg/mq}$
 - pignatta in laterizio $= 80 \text{ kg/mq}$
 - soletta in c.a. (spessore 4 cm) : $1 \times 1 \times 0,04 \times 2500 = 100 \text{ kg/mq}$
- TOTALE G1 = 290 kg/mq (si assume G1=300 kg/mq)
- permanenti non strutturali (G2)
- pavimento $= 30 \text{ kg/mq}$
 - sottofondo: $0,02 \times 1 \times 1 \times 1400 = 28 \text{ kg/mq}$
 - intonaco: $0,015 \times 1 \times 1 \times 1600 = 24 \text{ kg/mq}$
 - tramezzi (laterizio 25x25x8+intonaco da 1+1 cm) $= 115 \text{ kg/mq}$
- TOTALE G2 = 197 kg/mq (si assume G2=200 kg/mq)

Per i tramezzi si è preferito sviluppare la reale incidenza su superficie unitaria di impalcato invece che utilizzare i valori indicativi riportati nel § 3.1.3 della NTC2018. In particolare lo sviluppo lineare delle tramezzature su piano tipo del corpo in c.a. è di 170 m. Il peso lineare (considerando un'altezza media di 4.00 m e valutando il vuoto delle aperture per pieno) è pari a :

$$PL = 110 \text{ kg/mq} \times 4 \text{ m} \times 170 \text{ m} = 75000 \text{ kg}$$

La superficie tipo dell'impalcato in c.a. è pari a : $S = 650 \text{ mq}$, quindi l'incidenza è pari a :

$$qt = 75000 / 650 = 115 \text{ kg/mq}$$

- Sovraccarichi variabili qk
- cat.D1 - Negozi (TAB. 3.1. II) $= 400 \text{ kg/mq}$
- TOTALE qk = 400 kg/mq

quindi: $G1 = 300 \text{ kg/mq}$; $G2 = 200 \text{ kg/mq}$; $qk = 400 \text{ kg/mq}$

B.2) Impalcato c.a. tipo intermedio:

I valori dei carichi permanenti strutturali G1 e permanenti non strutturali G2 sono uguali al caso precedente, mentre

- Sovraccarichi variabili q_k
 - cat.B2 - Uffici aperti al pubblico (TAB. 3.1. II) = 300 kg/mq
- TOTALE q_k = 300 kg/mq

quindi: $G1 = 300 \text{ kg/mq}$; $G2 = 200 \text{ kg/mq}$; $q_k = 300 \text{ kg/mq}$

B.3) Impalcato c.a. copertura non praticabile:

I valori dei carichi permanenti strutturali G1, sono uguali ai precedenti

- permanenti non strutturali (G2)
 - massetto delle pendenze $0,05 \times 1800$ = 90 kg/mq
 - impermeabilizzazione = 30 kg/mq
- TOTALE G2 = 120 kg/mq
- Sovraccarichi variabili q_k
 - cat.H - copertura accessibile per sola manutenzione (TAB. 3.1. II)= 50 kg/mq
- TOTALE q_k = 50 kg/mq

quindi: $G1 = 300 \text{ kg/mq}$; $G2 = 120 \text{ kg/mq}$; $q_k = 50 \text{ kg/mq}$

6. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DELL' EDIFICIO ESISTENTE

Ai fini della caratterizzazione meccanica dei materiali, si sono assunti i valori medi derivanti dalla campagna indagini così come riportato nella relazione sui materiali.

Il modello geometrico strutturale è stato definito sulla base dei rilievi effettuati e per la definizione delle armature negli elementi in c.a. sono state utilizzate le risultanze delle prove pacometriche e delle indagini visive rilevate su vari elementi.

Per quanto concerne il corpo di fabbrica in c.a., è stato utilizzato lo stesso materiale sia per i pilastri che per le travi, viste le stesse risultanze ottenute dalle indagini. I valori di calcolo sono ottenuti a partire da quelli medi rilevati dalle prove in situ applicando il fattore di

confidenza $FC = 1,2$ ed i relativi coefficienti parziali dei materiali. I valori utilizzati sono i seguenti:

- per il calcestruzzo: resistenza media cilindrica a compressione $f_{cm}=17.72$ MPa
- per l'acciaio: resistenza media a trazione : $f_{sm} = 376$ MPa

Si evidenzia che il valore medio a compressione assunto per il cls, $f_{cm}=17.72$ MPa si ritiene rappresentativo della resistenza media a compressione di tipo cilindrico. Seppur nel report indagini (Relazione D6.2) è indicato un valore di resistenza media cubica $R_{cm}=17.72$ MPa, non si ritiene opportuno ridurre ulteriormente tale valore per il coefficiente 0.83 (coefficiente di trasformazione da valore cubico a valore cilindrico) in quanto non si è tenuto conto dei risultati delle indagini non distruttive che hanno fornito valori di resistenze media superiori a quella derivante dalle indagini distruttive.

7. ANALISI DELLA STRUTTURA

7.1 Generalità

La valutazione della capacità dell'edificio, nelle due fasi ante e post operam, è stata fatta considerando opportuni modelli che ne rappresentino il comportamento strutturale. Nella filosofia del metodo FEM la struttura è stata discretizzata in elementi finiti di tipo frame per gli elementi in cemento armato e per i setti murari. Sono stati considerati due approcci diversi di modellazione della struttura nelle due fasi ante-operam e post-operam

Ante operam - stato attuale

L'edificio risulta costituito da due corpi di fabbrica (corpo in ca e corpo in muratura) tali da non poter ritenere che nel complesso sia un unico organismo strutturale. Seppur i due corpi di fabbrica risultino in adiacenza, non è stato rinvenuto nessun tipo di collegamento efficace da creare continuità tra i due organismi, anzi i due corpi di fabbrica creano un giunto non adeguatamente distanziato che può causare fenomeni di martellamento in caso di evento sismico.

Per tale motivo, nello stato attuale sono state effettuate le analisi strutturali su due modelli distinti, rappresentanti rispettivamente il corpo di fabbrica in muratura ed il corpo di fabbrica in c.a. tra di loro assunti completamente scollegati.

Per i solai, vista l'incerta presenza dell'armatura di ripartizione nella soletta collaborante, si è considerato per questi un comportamento di tipo "deformabile nel proprio piano".

Post operam - stato futuro

A seguito degli interventi di adeguamento, i due corpi di fabbrica sono interconnessi tra di loro e l'edificio può considerarsi "costruzione mista" secondo la definizione riportata al § 8.7.3 delle NTC2018. L'analisi strutturale è stata effettuata sull'intero edificio, questa volta assumendo gli impalcati a comportamento infinitamente rigido nel proprio piano, utilizzando l'analisi statica non lineare per la valutazione del comportamento sotto l'azione sismica.

Per la modellazione del terreno di fondazione, sia allo stato attuale e sia allo stato futuro, si sono assunte le ipotesi alla base della teoria di Winkler, schematizzando il suolo con un letto di molle di rigidezza rappresentativa dei terreni in sito.

7.2 Modello di calcolo

Per la valutazione statica e sismica dell'edificio nei due stati precedentemente descritti, si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 17.01.2018 ed in particolare:

- analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici
- analisi dinamica modale con spettro elastico per il calcolo delle forme modali;
- analisi dei meccanismi locali di collasso con il metodo dell'analisi limite per la verifica di cinematismi fuori dal piano, di parti di struttura in muratura sotto le azioni sismiche di progetto;
- analisi statica non lineare (push Over) per la verifica di vulnerabilità sismica dell'intero edificio allo stato futuro
- sul corpo di fabbrica in muratura, integrazione delle analisi globali mediante verifiche locali con analisi dei meccanismi locali di collasso allo stato futuro con i metodi dell'analisi limite, sotto le azioni sismiche di progetto;
- verifiche sezionali agli s.l.u. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elastico-plastico con incrudimento a

duttilità limitata per l'acciaio

7.3 Verifiche per carichi gravitazionale e per azioni sismiche

L'edificio è stato verificato sia per le combinazioni di carico gravitazionali e sia con combinazioni di carico contenente l'azione sismica secondo le modalità prevista dalle NTC 2018,.

Le verifiche per la combinazione di carico gravitazionale sono state condotte allo SLU (Stato Limite Ultimo). Le verifiche sismiche sono, invece, state condotte rispetto a due stati limite descritti nei precedenti paragrafi (SLO E SLV) secondo le indicazioni riportate nel Cap. 8 della NTC2018.

Le verifiche per i setti murari sono state effettuate sia rispetto alle azioni sismiche fuori dal proprio piano, che rispetto a quelle parallele al piano, che inducono sollecitazioni flettenti e taglianti.

7.4 Modellazione della struttura-codice di calcolo

L'analisi dell'edificio è stata effettuata con il codice di calcolo CDS WIN versione 2018, della S.T.S. srl. Il package di calcolo CDS WIN permette di effettuare, con schematizzazione totalmente tridimensionale, l'analisi della struttura con tecniche F.E.M. (Finite Element Method) mediante modellazione con elementi monodimensionali e bidimensionali.

In particolare le travi ed i pilastri sono schematizzati con elementi beam a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite. Tale modello finito ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare per cui non necessita di ulteriore suddivisioni interne.

Il modello geometrico e meccanico dell'edificio di studio è stato definito nel programma sulla base dei dati ottenuti durante le indagini effettuate. I solai sono considerati deformabili nel proprio piano allo stato attuale ed infinitamente rigidi nel proprio piano allo stato futuro (in virtù degli interventi previsti in progetto e di cui si illustrerà nei paragrafi successivi) mentre gli elementi in c.a. sono stati armati con un quantitativo di

barre longitudinali e trasversali così come è stato desunto dai dati ricavati dalle indagini in situ.

Le caratteristiche dei materiali implementate nel modello di calcolo derivano direttamente dalle elaborazioni eseguite nel paragrafo precedente relativi alle indagini effettuate sui materiali.

7.5 Metodi di analisi per azioni sismiche

Il metodo utilizzato per l'analisi sismica della struttura è l'analisi statica non lineare (pushover). Per tale tipo di analisi il CDS WIN utilizza un solutore le cui principali caratteristiche sono:

- Analisi incrementale di tipo “event by event” che tiene conto del collasso dei vari elementi strutturali, man mano che questi si verificano, valutando anche la necessaria redistribuzione delle azioni attraverso la tecnica dello scarico generale.
- Modellazione degli elementi beam di tipo elastoplastico a plasticità concentrata e duttilità limitata. Le cerniere plastiche sono localizzate nelle sezioni critiche e vengono caratterizzate in funzione del tipo di materiale, della geometria e, per le aste in c.a., in base anche alle armature presenti. Sia i valori resistenti ultimi, per i vari tipi di sollecitazione, che le capacità rotazionali delle cerniere vengono calcolate in base alle indicazioni delle NTC18 ed agli Eurocodici.
- Per le sezioni in c.a. è possibile tenere in conto del confinamento delle staffe ai fini della valutazione della resistenza e deformazione ultima del calcestruzzo conformemente alle più recenti teorie riportate nelle nuove versioni degli eurocodici EC8. Oltre ai meccanismi duttili sono tenuti in conto anche i meccanismi fragili quali ad esempio il meccanismo di collasso a taglio per gli elementi in c.a. ed il collasso dei nodi non confinati delle strutture in c.a.

L'analisi Push-Over fornisce il meccanismo di collasso con la progressione della formazione delle cerniere plastiche ed il loro impegno in termini di deformazioni anelastiche.

Le verifiche di sicurezza in questo tipo di analisi si ottengono confrontando la Curva di Capacità, che descrive come varia il taglio resistente totale alla base in funzione dello

spostamento del baricentro dell'ultimo piano (*performance point*), con la domanda del sisma espressa in termini di spostamento.

Le verifiche sono effettuate, definendo sulla curva i vari livelli di prestazioni in termini di capacità di spostamento dell'edificio, valutate conformemente alle disposizioni delle NTC18 e della circolare n°7/2019 e verificando che la domanda di spostamento dovuto al sisma atteso nel sito per quel livello di prestazione rispetti i limiti previsti dalla norma rispetto alla capacità dell'edificio.

CDS WIN riporta inoltre i valori limite di PGA per i vari livelli di prestazione richiesti dalla normativa.

Relativamente al modello strutturale, gli elementi finiti monodimensionali a due nodi vengono usati dal CDS WIN in analisi di *tipo non lineare* potendo modellare non linearità sia di tipo geometrico che meccanico con i seguenti modelli :

- Matrice geometrica per gli effetti del II° ordine
- Non linearità meccanica per comportamento assiale solo resistente a trazione o compressione
- Non linearità meccanica di tipo elasto-plastica con modellazione a plasticità concentrata e duttilità limitata con controllo della capacità rotazionale ultima delle cerniere plastiche.

7.6 Combinazione delle azioni nell'analisi statica non lineare

Le combinazioni di carico sismiche che sono utilizzate ai fini della valutazione della vulnerabilità sono quelle afferenti i due profili di forzanti laterali descritti nel paragrafo successivo combinando gli effetti dell'azione sismica secondo quanto indicato al § 7.3.5 delle NTC2018. Per quello che riguarda le azioni gravitazionali si fa riferimento esclusivamente alla combinazione di carico sismica in cui i pesi propri strutturali e non strutturali sono presi con il loro valore nominale, mentre i carichi variabili sono considerati affetti dai coefficienti di combinazione sismica. Attraverso questa procedura si riesce a controllare che gli elementi strutturali abbiano le risorse di resistenza minime previste per “sopportare” l’aliquota di carico statico che secondo normativa è presente in fase sismica.

7.7 Analisi statica non lineare

Le NTC18 specificano in modo preciso quali sono le condizioni di applicabilità del metodo (§ 7.3.4.2); l'utilizzo del metodo viene reso lecito solo se ricorrono le condizioni di applicabilità generali di seguito precisate per le distribuzioni principali (Gruppo 1).

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze laterali, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2), le quali sono così illustrate:

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% (60% per edifici in muratura) si applica una delle due distribuzioni seguenti:
 - distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2;
 - distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;
- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a 1,3 TC .

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
- c) distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.

Nel caso in esame è stata considerata la terza distribuzione di forze del Gruppo 1 (proporzionale alle forze dell'analisi sismica dinamica lineare) e la a) del gruppo 2)

E' evidente che tali limiti indicano che la Norma ritiene l'analisi statica non lineare utilizzabile solo per costruzioni il cui comportamento sotto la componente del terremoto considerata è governata da un modo di vibrare naturale principale, caratterizzato da una significativa partecipazione di massa.

8. VERIFICHE DI VULNERABILITA' STATICA E SISMICA- STATO ATTUALE

Come anticipato nei paragrafi precedenti, allo stato attuale i due corpi di fabbrica non possono ritenersi mutuamente collegati e pertanto appare più realistico, ai fini dell'analisi strutturale, studiare due modelli separati, uno rappresentativo del solo corpo di fabbrica in c.a. e l'altro rappresentativo del solo corpo di fabbrica in muratura.

8.1 Verifiche della fondazione - verifiche di liquefazione

Le strutture di fondazioni del fabbricato, sono costituite dal prolungamento delle pareti in muratura poste al piano interrato (il modello di calcolo utilizzato, CDSWIN, riconosce come elemento di fondazione, elementi in c.a. con magrone. È stato quindi inserito un cordolo in c.a. solo per tale scopo nella modellazione dell'edificio in c.a.). Dalle indagini effettuate in fondazione, è risultato che il piano di posa delle fondazioni è posto a circa 150-200 cm dal piano cantinato ed il terreno fondale è costituito da sabbie mediamente addensate con falda a profondità di circa 1,5 dal piano cantinato. Dalle indagini effettuate non si rilevano dissesti riconducibili a fenomeni di crisi del complesso terreno-fondazioni. Circa il fenomeno della liquefazione, sussistono le condizioni per l'esclusione della verifica a liquefazione secondo quanto previsto dal parag. 7.11.3.4.1 delle NTC18. Infatti, i terreni di base dell'edificio sono di natura sabbiosi e ghiaiosi con ciottoli come meglio evidenziato nella relazione geologica e geotecnica e come confermano tutte le spiagge napoletane e gli istogrammi delle prove penetrometriche dinamiche eseguite e disponibili dai sondaggi vicini con SPT ed allegate alla relazione geologica. Quindi i terreni di base si classificano al di fuori dei fusi granulometrici suscettibili di liquefazione come previsto dal citato paragrafo delle NTC2018 e come ribadito nella relazione geologica. Quanto sopra

viene ulteriormente avvalorato:

- dalla Categoria del suolo di riferimento che è di Tipo B, secondo cui "*i terreni sono rocce tenere e depositi a grana grossa molto addensati...*", con un numero di colpi NSPT superiore a 45 alla profondità significativa richiamata dalle NTC2018.
- dagli spettri di risposta elastici (vedi relazione geologica al paragrafo della Risposta Sismica Locale nella prospezione sismica tipo Masw) che indica un'accelerazione massima inferiore a 0.1g per un periodo di ritorno di 101 anni

9. INTERVENTI DI ADEGUAMENTO STRUTTURALE

A seguito della fase di valutazione della vulnerabilità statica e sismica dell'edificio, si ritiene di procedere all'adeguamento della costruzione secondo la definizione di cui al cap.8.4.3 delle NTC2018, con rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione non inferiore a 0.8.

9.1 Interventi sulle strutture in cemento armato

Il corpo di fabbrica a struttura portante in c.a., è stato realizzato alla metà del secolo scorso, quindi con materiali e tecnologie costruttive non al passo con la moderna normativa antisismica. Gli interventi proposti per l'adeguamento sismico di tali strutture consistono in incrementi della duttilità oltre che della resistenza dei vari elementi strutturali, mediante interventi con materiali compositi in fibre di carbonio o incamiciature in c.a. o in acciaio. In particolare per i pilastri e le travi si prevede la realizzazione di fasciature con fibre di carbonio, adeguatamente sigillate con resina epossidica al supporto o ringrossi delle membrature mediante incamiciature in c.a. o con rinforzi con profili metallici. Per i solai laterocementizi si prevede un rinforzo dei travetti mediante l'interposizione di una lamina pultrusa di fibra di carbonio di adeguato spessore incollata con resina epossidica sulla base inferiore del travetto.

Sotto le azione sismiche, è da considerare che l'edificio risulta collegato alla struttura in muratura mediante dei giunti non adeguatamente distanziati per evitarne il martellamento.

Si ritiene opportuno, pertanto, collegare in modo efficace le due strutture mediante dispositivi di vincolo dinamico, noti anche con il nome inglese di **shock transmitters**, che costituiscono un vincolo molto rigido a fronte di un'azione dinamica, mentre consentono i movimenti lenti delle strutture, ad esempio quelli prodotti dalle variazioni termiche, senza offrire un'apprezzabile resistenza. Tali dispositivi consentono quindi un accoppiamento dei due corpi di fabbrica sotto le azioni dinamiche realizzando in tal modo una struttura mista in cui la parte in muratura è quella maggiormente preposta all'assorbimento delle azioni sismiche, consentendo nel contempo di ridurre gli interventi di adeguamento sismico sulla parte in c.a.

Su questa vengono disposti dei **controventi dissipativi tipo BRAD** opportunamente inseriti nelle maglie di telaio compatibili anche con la distribuzione architettonica degli spazi interni (fig.8).





Fig.8 – Controventi dissipativi tipo BRAD (dissipatori isteretici assiali ad instabilità impedita)

Per aumentare la resistenza e duttilità dei nodi è prevista un'adeguata incamiciatura incrociata di fasce di frp adeguatamente sigillate con resina epossidica o rinforzi con piastre metalliche o ringrossi con malte fibrorinforzate. Ovviamente gli interventi previsti per incrementare la resistenza della struttura ai carichi verticali apporteranno un complessivo beneficio alla struttura anche in condizioni sismiche.

INTERVENTI SUI SOLAI - CORPO DI FABBRICA IN C.A.

I solai del corpo di fabbrica in c.a. sono di tipo laterocementizi con travetti disposti ad interasse di 40 cm ed altezza $H=28$ cm di cui 4 cm di soletta in cls presumibilmente non armata compreso e 2 cm mediamente di sottofondo.

Al piano terra, considerando la grave condizione in cui versano i solai (assenza di copriferro, esiguità del diametro, mancanza di aderenza dell'armatura con il calcestruzzo, ossidazione delle barre), è prevista la completa demolizione e ricostruzione della parte di impalcato attualmente puntellata.

Per i solai di interpiano verrà invece incrementata la portanza mediante interventi all'intradosso con rinforzi dei travetti con lamine pultruse o tessuti in fibre di carbonio che verranno disposte alla base del travetto previa rimozione del calcestruzzo friabile e decoeso, trattamento dei ferri di armatura con boiacche protettive e ricostruzione del

travetto con malte fibrorinforzate.

Il rinforzo all'estradosso si realizza mediante realizzazione di una soletta armata con rete elettrosaldata. È necessario garantire la connessione della soletta armata di progetto all'orizzontamento esistente. Tale connessione a taglio si realizza mediante piolo connettore a vite e piastra dentata zincati per riprese di getto in calcestruzzo.

Riepilogando, gli interventi previsti per il corpo di fabbrica in c.a. sono:

- *demolizione del solaio al piano terra e ricostruzione con struttura laterocementizio a travetti cap;*
- *incremento di resistenza e rigidità dei solai dei piani superiori mediante realizzazione di una soletta armata con rete elettrosaldata fissata al supporto sottostante con idonei connettori in acciaio e rinforzo dei travetti all'intradosso mediante rimozione parti friabili del cls travetto, trattamento delle armature, posa di lamine pultruse o tessuto unidirezionale in C-FRP sotto i travetti e realizzazione di intonaco rinforzato con rete in fibra di vetro.*
- *realizzazione di fasciature del pannello di nodo trave - pilastro con doppio strato di tessuto in fibre di carbonio con orientamento bidirezionale o quadriassiale o in alternativa incamiciature con piastre metalliche o malte fibrorinforzate;*
- *incremento resistenza a taglio e flessione delle travi e dei pilastri con fasciatura continua per l'intera lunghezza dell'elemento, con doppio strato di tessuto in fibre di carbonio con orientamento bidirezionale o con incamiciature in c.a. o metalliche;*
- *collegamento tra la struttura in c.a. e quella in muratura le mediante dispositivi di vincolo dinamico (shock transmitters)*
- *inserimento di controventi dissipativi nelle maglie strutturali in c.a.*

9.2 Interventi sul corpo di fabbrica in muratura

Il corpo di fabbrica in muratura portante, nel complesso presenta problematiche meno accentuate ma comunque tali da prevedere adeguati interventi di consolidamento sia globali (realizzazione di cordoli e catene di piano e rinforzo dei solai) e sia locali (cerchiatura delle aperture in pareti portanti con struttura in acciaio, ringrossi localizzati di pareti, interventi di cucitura di cantonali).

Per incrementare l'effetto di irrigidimento delle pareti di piano, si prevede la realizzazione di cordolature e catene in sommità ai maschi murari. Inoltre sono previsti interventi di rinforzo locale consistenti nell'irrigidimento delle aperture di vani, ringrosso di pareti maggiormente sollecitate in corrispondenza dei dispositivi di vincolo sismico e del blocco scala. Tutti gli interventi sono finalizzati a trasformare l'edificio da un insieme di sottosistemi, su cui predominano i meccanismi locali sotto le azioni sismiche, ad un organismo globale con comportamento d'insieme sotto le azioni sismiche.

INTERVENTI SUI SOLAI - CORPO DI FABBRICA IN MURATURA

I solai del corpo di fabbrica in muratura sono costituiti da putrelle in acciaio generalmente ad interasse di 80-90 cm con interposte tavelle in laterizio o lapilcimento con altezza $H=26$ cm di cui 4 cm di soletta in cls presumibilmente non armata.

Le criticità rilevate sui solai sono:

- l'eccessiva deformabilità e la scarsa portanza;
- la ridotta base di appoggio sui muri portanti (15-20 cm), senza nessun tipo di ammorsamento;
- l'innescò di fenomeni corrosivi nei tratti terminali delle putrelle proprio in corrispondenza degli appoggi;

Per risolvere tali problematiche, i solai verranno rinforzati all'intradosso mediante un reticolo di travi in acciaio disposte all'intradosso e collegate, attraverso i cordoli di progetto, ai muri portanti mentre il rinforzo all'estradosso si realizza come per i solai del blocco in c.a., mediante realizzazione di una soletta armata con rete elettrosaldata. È necessario garantire la connessione della soletta armata di progetto all'orizzontamento esistente. Tale connessione a taglio si realizza mediante piolo connettore a vite e piastra dentata zincati per riprese di getto in calcestruzzo.

In sintesi sul corpo di fabbrica in muratura sono previsti i seguenti interventi:

- *realizzazione di cordolatura perimetrale interna con profili metallici UPN;*
- *inserimento di catene di piano;*
- *Realizzazione di nuove piattabande su alcuni vani interni ed esterni. Tali piattabande*

saranno costituite da coppie di putrelle HEA bullonate tra loro con barrotti metallici;

- *Sarcitura delle lesioni in muratura portante, laddove si dimostri necessario, attraverso catenelle di mattoni poste in opera a cucì e scuci e sigillate mediante malta cementizia.*
- *Ristilatura di giunti di malta particolarmente degradata ”*
- *Opportune cuciture per la connessione di muri trasversali (cantionali, martelli)*
- *ringrosso di pareti con intonaco armato sulle pareti maggiormente sollecitate;*
- *rinforzo dei solai sia all'estradosso con inserimento di una intelaiatura metallica orizzontale e sia all'intradosso mediante realizzazione di una soletta armata con rete elettrosaldata fissata al supporto sottostante con idonei connettori in acciaio*

9.3 Interventi in fondazione

Le strutture fondali sono in buone condizioni, e non si riscontrano segni di cedimenti e/o quadri fessurativi sulle strutture portanti per cui non si ritiene di intervenire su tali strutture. Si prevedono solo dei rinforzi delle pareti al piano interrato che costituiscono le fondazioni della struttura in c.a.

10. VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA EDIFICIO ADEGUATO

La struttura su cui sono stati previsti gli interventi descritti è stata sottoposta a verifica di vulnerabilità nel suo complesso, mediante l'analisi statica non lineare secondo quanto previsto al paragrafo 7.8.5 delle NTC 2018 per le strutture miste. Dalle verifiche si può ritenere che l'edificio risulta "adeguato" secondo le definizioni e limiti del capitolo 8 delle NTC2018.

I risultati analitici delle verifiche condotte sono riportati nei tabulati di calcolo (riportati nella Relazione D.6.4.1 e D.6.4.2). Per quanto concerne le verifiche allo SLO, come previsto al § 8.3 delle NTC 2018, sono stati assunti dei livelli prestazionali ridotti.

11. INTERVENTI COMPLEMENTARI

Ai fini del miglioramento tecnico-funzionale dell'edificio, sono previsti interventi

strutturali collegati a soluzioni impiantistiche ed architettoniche, come di seguito indicato:

- *prolungamento del blocco scala centrale con sbarco in copertura. Attualmente il corpo scala centrale è a servizio dei piani intermedi ed i locali posti sul piano copertura sono serviti da una scala di servizio. In progetto è prevista la demolizione di quest'ultima (il volume verrà inglobato nel cavedio per impianti) ed il prolungamento nel copro scala centrale in copertura. La scala di progetto sarà a soletta rampante, collegate a nuove travi in c.a. inserite in breccia ai muri portanti in tufo. La copertura del torrino scala verrà realizzato con lastre prefabbricate o solaio gettato in opera.*
- *realizzazioni di fori nel solaio per il passaggio di impianti . E' prevista la realizzazione di due cavedi per il passaggio di impianti (ed ascensori) a partire dal piano interrato fino in copertura. Si prevede pertanto la realizzazione di fori nei solai del blocco muratura., il tutto come da elaborati grafici di dettaglio.*
- *rifacimento delle strutture di supporto degli ascensori posti in prossimità dei tre corpi scala laterali*

Tali opere, seppur di rilievo, non incidono in modo sostanziale sull'esito delle verifiche effettuate. Esse verranno opportunamente approfondite sotto l'aspetto strutturale nella successiva fase di progettazione esecutiva, quando risulteranno completamente definite le soluzioni architettoniche ed impiantistiche anche a valle dei Pareri da ottenere dai vari Enti preposti. Nella redazione del progetto esecutivo verranno rielaborate le analisi globali di vulnerabilità sismica della struttura post operam tenendo conto in dettaglio di tutte le scelte progettuali.

12. CONCLUSIONI

La valutazione della vulnerabilità statica e sismica del fabbricato è stata condotta nelle due situazioni: ante operam e post operam.

In fase di progetto sono stati previsti "*interventi di adeguamento*" secondo la definizione di cui al § 8.3 delle NTC2018 secondo le tipologie di interventi descritte nei paragrafi precedenti e successivamente l'edificio nel suo complesso è stato sottoposto ad analisi statica non lineare,. I risultati delle analisi sismiche effettuate sono rappresentati dai valori

assunti per lo stato limite analizzato dal valore della capacità dell'edificio in termini di spostamento rispetto allo spostamento massimo richiesto dall'azione sismica di progetto del sito.

Tutte le analisi statiche non lineari eseguite sul plesso adeguato con gli interventi descritti, evidenziano il raggiungimento dei i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3 delle NTC2018.

Nella Relazione D.6.4.1 si riportano i risultati delle analisi condotte sull'edificio allo stato attuale mentre nella relazione D.6.4.2 si riportano i calcoli delle analisi condotte sull'edificio adeguato.

Negli elaborati grafici sono riportate le tipologie di interventi di adeguamento previste.

Nella fase di progettazione esecutiva verranno rielaborate le analisi strutturali e svolti ulteriori calcoli di dettaglio e dei nuovi interventi previsti, dopo aver acquisito tutti i necessari Pareri dagli Enti preposti.