



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

PROVVEDITORATO INTERREGIONALE PER LE OPERE PUBBLICHE
PER LA CAMPANIA, IL MOLISE, LA PUGLIA E LA BASILICATA
SEDE COORDINATA DI POTENZA



ENTE CONVENZIONATO:

COMANDO REGIONALE BASILICATA
DELLA GUARDIA DI FINANZA

Verifiche della vulnerabilità sismica e della stabilità degli edifici in uso al
Comando Regionale Basilicata della Guardia di Finanza.

Caserma finanziere Antonio Zara

viale Europa n° 3 fraz. di Metaponto - Comune di Bernalda

Caserma CGVM Donantonio Pistone e palazzina alloggi

via Bologna n° 2 - Comune di Policoro

IL RUP

Ing. Rosa GILIO

IL PROGETTISTA RESPONSABILE
DELL'INTEGRAZIONE DELLE VARIE PRESTAZIONI

Ing. Pier Giorgio FALVO

STRUTTURE E GEOTECNICA
Ing. Pier Giorgio FALVO

GEOLOGIA
Dott. Geologo Arcangelo F. VIOLLO

GRUPPO DI LAVORO
Ing. Sergio PAGANO
Ing. Anna BILOTTA

N.	REVISIONE	DATA
01		
02		
03		
04		



Ing. Pier Giorgio FALVO

<input checked="" type="checkbox"/>	STUDIO DI VULNERABILITA'	<input type="checkbox"/>	PROGETTO PRELIMINARE	<input type="checkbox"/>	PROGETTO DEFINITIVO	<input type="checkbox"/>	PROGETTO ESECUTIVO
<input checked="" type="checkbox"/>	STATO DEI LUOGHI			<input type="checkbox"/>	PROGETTO		
<input type="checkbox"/>	GENERALE	<input type="checkbox"/>	ARCHITETTURA	<input checked="" type="checkbox"/>	STRUTTURE	<input type="checkbox"/>	IMPIANTI

ELABORATO	TAVOLA n.	DESCRIZIONE DELLA TAVOLA					SCALA
DESCRITTIVO		CORPO B - ALLOGGI POLICORO RELAZIONE DI VULNERABILITA'					-----
		SDV	MT/17_16-B	RELAZIONE	1	di 11	DATA 31/05/2018

Sommario

1. PREMESSA.....	2
1. CODICI DI CALCOLO	5
2. LIVELLO DI CONOSCENZA PREFISSATO	5
3. INDAGINI ESEGUITE SULLA STRUTTURA.....	6
4. RISULTATI DELLE INDAGINI ESEGUITE SULLA STRUTTURA.....	8
4.1. RISULTATI PROVE LABORATORIO SU CAROTAGGI	9
4.2. RISULTATI PROVE SCLEROMETRICHE	9
4.3. RISULTATI PROVE LABORATORIO SU ACCIAI	10
RISULTATI PROVE LABORATORIO SU ACCIAI.....	10
5. CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE CONSIDERATE NEL PROGETTO ESECUTIVO.....	11
6. ANALISI DI VULNERABILITA'	12
6.1. ANALISI AI SOLI CARICHI STATICI	14
6.2. ANALISI AI CARICHI STATICI E SISMICI	17
7. PRIME INDICAZIONI PER IL PROGETTO DI ADEGUAMENTO.....	21

1. PREMESSA

Il fabbricato residenziale ubicato a tergo della Caserma CGVM M.C. Donantonio Pistone nel Comune di Policoro (MT) è destinato ad alloggi dei funzionari e del Comandante della stessa Caserma. La progettazione è contemporanea al corpo Caserma e risale al 1991.

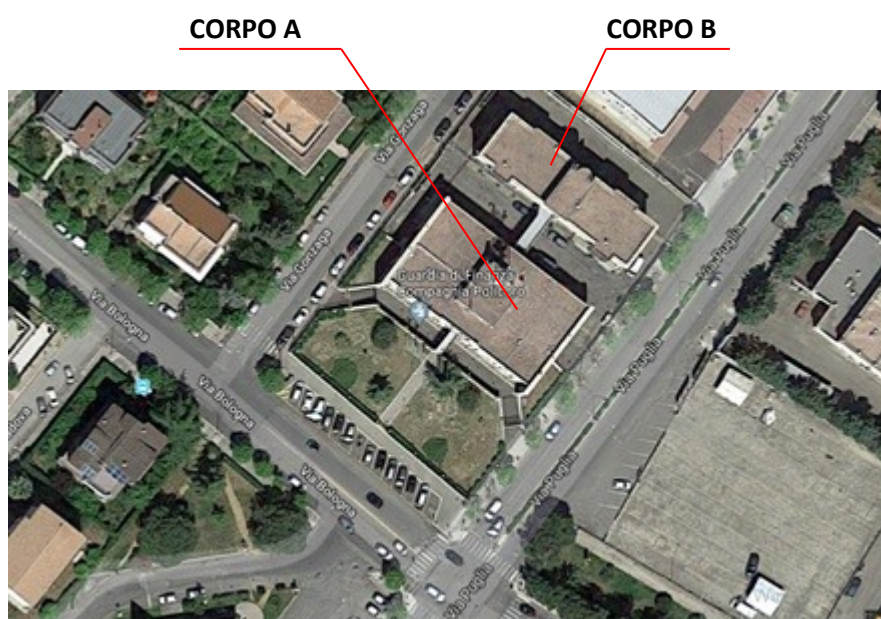
Il corpo di fabbrica, di seguito indicato per brevità con la lettera B, è collegato alla Caserma da una passerella in acciaio su pilastri in c.a, posta a quota 4,00 mt dal piano stradale.

I calcoli esecutivi delle strutture sono stati redatti, unitamente al corpo Caserma, dall'ing. Mario Marvulli iscritto al n° 3063 dell'ordine degli ingegneri di Bari, così come il direttore dei lavori è stato l'ing. Maurizio Larocca e l'impresa esecutrice la C.E.R. di Potenza.



Il fabbricato residenziale visto dalla Caserma Gdf- foto n° 1

La passerella che collega i due corpi di fabbrica - foto n° 2



Vista dall'alto

La presente relazione riguarda l'edificio *Alloggi* della Guardia di Finanza - Compagnia Policoro, individuato come CORPO B.

Il CORPO B è a pianta rettangolare di dimensioni esterne 37,00 mt x 12,90 mt (compreso di aggetti).

Esso ha struttura intelaiata in c.a. e si sviluppa su tre livelli più torrino in copertura tutti fuori terra.

Il piano terra è privo di tamponatura esterna ed ha altezza di interpiano di 3,60 mt, mentre gli altri due piani destinati ad alloggi hanno altezza di interpiano 3,15 mt.

Ad ogni piano sono presenti 24 pilastri e 37 travi, all'ultimo livello sono presenti 6 pilastri e 6 travi.

Inoltre, è presente all'interno una struttura a C realizzata con setti in calcestruzzo armato a tutt'altezza da 25 cm per il vano ascensore ed un setto semicircolare a tutta altezza, sempre in c.a. da 20 cm, a chiusura del vano scala.



Particolare piano pilotis



Particolare setto semi-circolare vista nord -est

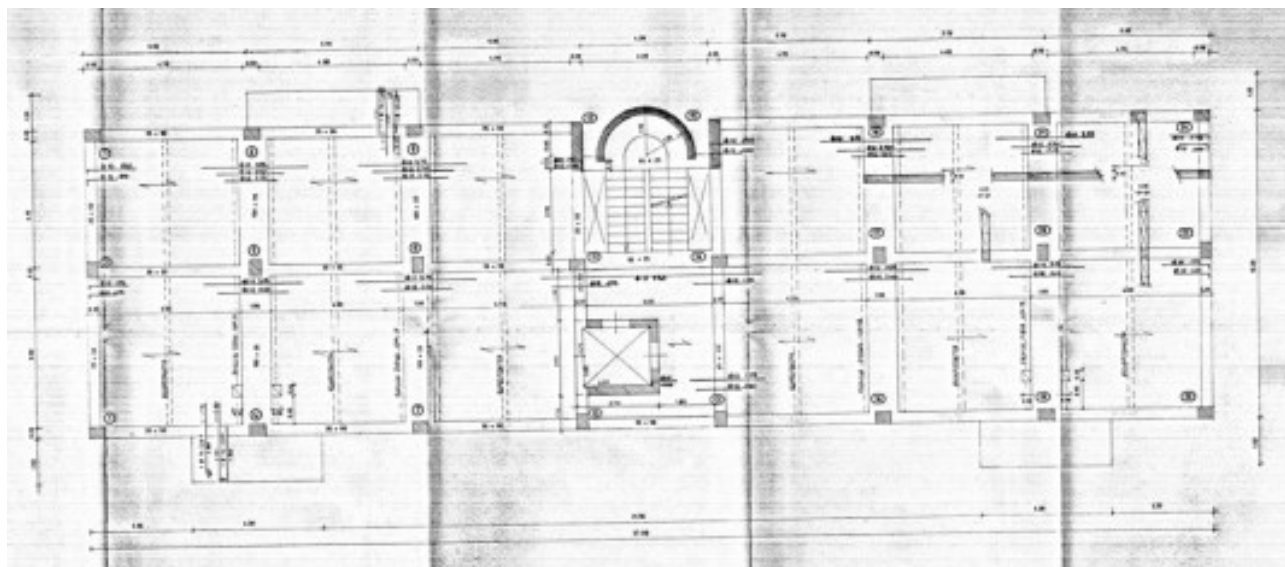
Le strutture di fondazione sono costituite da travi a T rovesce in c.a. di due tipologie, una da 100 cm di base per 85 cm di altezza compreso con ali laterali di 30 cm di base per 40 cm di altezza e l'altra da 80 cm di base per 70 cm di altezza compreso con ali laterali di 20 cm di base per 30 cm di altezza.



Particolare scavo eseguito al piano terra per indagare le travi di fondazione - Si noti che i pilastri sono interrati per oltre un metro prima di raggiungere l'estradosso della fondazione

I **solai di piano** sono costituiti da travetti prefabbricati e laterizi con getto di completamento in opera ed armatura aggiuntiva.

La **copertura** è di tipo piano, sempre realizzata con travetti prefabbricati e laterizi con getto di completamento in opera ed armatura aggiuntiva.



Esecutivo strutturale di piano

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il calcolo della vulnerabilità sismica, poiché lo studio oggetto del presente incarico è stato affidato antecedentemente al 22/03/2018 - data di entrata in vigore delle NTC 2018 - è stato svolto nel rispetto della normativa all'epoca vigente:

- ✓ D.M 14.01.2008 - Nuove Norme tecniche per le costruzioni;
- ✓ Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

1. CODICI DI CALCOLO

Il calcolo della vulnerabilità sismica è stato effettuato mediante il codice di calcolo automatico CDS Win, prodotto e commercializzato dalla STS srl di S. Agata li Battiati (CT), sul modello ad elementi finiti dell'edificio.

2. LIVELLO DI CONOSCENZA PREFISSATO

Il livello di conoscenza richiesto dalla Committenza è LC3.

Tale livello di conoscenza, per come inteso dalle NTC 2008, scaturisce da un lato dalla ricerca tecnico-storica che consente di ricostruire la fase progettuale ed esecutiva e dall'altro da una serie di indagini in situ e relative prove di laboratorio.

Avendo a disposizione i disegni costruttivi completi forniti dalla Committenza, il livello di conoscenza richiesto è stato raggiunto: per quanto concerne i dettagli strutturali con limitate verifiche in situ, mentre, per quanto riguarda le proprietà dei materiali, da estese prove sul campo.

Dal livello di conoscenza ottenuto sono stati ricavati sia i fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali, che il metodo di analisi da utilizzare.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono 3 livelli di conoscenza

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

LC1: Conoscenza Limitata; LC2: Conoscenza Adeguata; LC3: Conoscenza Accurata.



3. INDAGINI ESEGUITE SULLA STRUTTURA

Tenendo conto di quanto previsto dalle NTC 14/01/2008 e dalla circolare 2/2/2009 n° 617/C.S.:LL.PP., comprese le note esplicative, ed in virtù del prefissato livello di conoscenza e della documentazione raccolta comprendente gli elaborati esecutivi dell'epoca, è stato predisposto il relativo piano d'indagine, rimandando allo specifico elaborato per i dettagli.

Completate le indagini, sono stati analizzati i dati delle prove di laboratorio e, conseguentemente, si è potuto stimare il degrado dei materiali utilizzati e le loro caratteristiche meccaniche.



particolare carotaggio su pilastro a piano terra



particolare prelievo barra di armatura pilastro piano terra



particolare prova pacometrica prima del carotaggio per individuazione delle armature



Particolare scavo eseguito al piano terra per indagare le travi di fondazione

4. RISULTATI DELLE INDAGINI ESEGUITE SULLA STRUTTURA

Di seguito si riporta la tabella sintetica dei prelievi di materiale effettuati sulla struttura e delle prove in sito e di laboratorio.

4.1. RISULTATI PROVE LABORATORIO SU CAROTAGGI

Sig la	Elemento	Piano degli H	D (m)	Tensio ne di	Rca "BS" (N/mm²)	Rcu "BS"	Rca "C.G." "BS"	Rcu "CG"	Rcu Med io	Rcu b.
F1R	Fondazio	Fondazione	1	7	11	14,14	11,3	13,57	13,85	19,13
F2R	Fondazio	Fondazione	1	9	1,	14,10	10,7	12,86	13,48	
P11R	Pilastro	Residenza Primo	2	9	11	10,58	8	10,28	10,43	
T11R	Trave	Residenza Primo	1	9	1,	17,98	14,5	17,43	17,70	
P111R	Pilastro	Residenza Sacon	1	9	8	26,96	21,7	26,05	26,51	
T111R	Trave	Residenza Sacon	1	9	1,	21,86	17,6	21,07	21,47	
P1111R	Pilastro	Residenza Terzo	2	9	5	23,63	19,1	22,97	23,30	
T1111R	Trave	Residenza Terzo	1	9	14	17,63	14,2	17,05	17,34	
S11V	Setto	Setto Quarto	1	9	14	28,55	23,0	27,65	28,10	
					21					
					6					
					1					

Rca "BS" Resistenza cilindrica effettiva metodo British Standard 1881 Part.120
Rca "C.G." Resistenza cilindrica effettiva metodo riportati sull' articolo di Cestelli Guidi

4.2. RISULTATI PROVE SCLEROMETRICHE

STIMA DELLA RESISTENZA DEL C.L.S.
Metodo Sclerometrico

Sigla elemento	Elemento	Piano degli interventi	Ir	R (N/mm²)	R_medio (N/mm²)
RP1.1	Pilastro	Residenza Primo Ordine	36	23,96	25,96
RP1.1	Pilastro	Residenza Primo Ordine	33	19,23	
RP1.1	Pilastro	Residenza Primo Ordine	39	29,32	
RP1.2	Pilastro	Residenza Primo Ordine	32	17,80	
RP1.2	Pilastro	Residenza Primo Ordine	31	16,42	
RP1.2	Pilastro	Residenza Primo Ordine	40	31,26	
RT1.1	Trave	Residenza Primo Ordine	32	17,80	
RT1.1	Trave	Residenza Primo Ordine	35	22,31	
RT1.1	Trave	Residenza Primo Ordine	34	20,74	
RT1.2	Trave	Residenza Primo Ordine	32	17,80	
RT1.2	Trave	Residenza Primo Ordine	34	20,74	
RT1.2	Trave	Residenza Primo Ordine	32	17,80	
RP2.1	Pilastro	Residenza Secondo Ordine	37	25,67	
RP2.1	Pilastro	Residenza Secondo Ordine	37	25,67	
RP2.1	Pilastro	Residenza Secondo Ordine	44	39,76	
RP2.2	Pilastro	Residenza Secondo Ordine	37	25,67	
RP2.2	Pilastro	Residenza Secondo Ordine	42	35,35	
RP2.2	Pilastro	Residenza Secondo Ordine	46	44,48	
RT2.1	Trave	Residenza Secondo Ordine	42	35,35	
RT2.1	Trave	Residenza Secondo Ordine	38	27,46	
RT2.1	Trave	Residenza Secondo Ordine	37	25,67	
RT2.2	Trave	Residenza Secondo Ordine	40	31,26	
RT2.2	Trave	Residenza Secondo Ordine	40	31,26	
RT2.2	Trave	Residenza Secondo Ordine	36	23,96	
RP3.1	Pilastro	Residenza Terzo Ordine	33	19,23	
RP3.1	Pilastro	Residenza Terzo Ordine	37	25,67	
RP3.1	Pilastro	Residenza Terzo Ordine	39	29,32	

Ir - Indice di rimbalzo ; R - Resistenza stimata
R_medio - Resistenza stimata media degli elementi sottoposti a prova

Metodo Sclerometrico

$R_{c\text{medio}}$ - Resistenza stimata media degli elementi sottoposti a prova

RISULTATI PROVE LABORATORIO SU ACCIAI

10 di 22

5. CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE CONSIDERATE NEL PROGETTO ESECUTIVO

Dalla data del 29/01/1991, riportata sugli elaborati strutturali del progetto originale si evince che la norma in vigore all'epoca della progettazione era il Decreto Ministeriale LL.PP. del 24 Gennaio 1986 (G.U. n. 108 del 12/05/1986). *“Norme tecniche relative alle costruzioni antisismiche”*, e la Circolare Ministero LL.PP. 27690 del 19 Luglio 1986 al D.M. del 24/01/1986. *“Istruzioni relative alla normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica”*.

Si ricorda che la successiva norma fu emanata nel 1992 con il Decreto Ministeriale del 14 Febbraio 1992 (G.U. n.65 del 18/03/1992) *“Norme tecniche per le opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche”*.

Inoltre, dalla relazione di calcolo strutturale allegata al progetto originale si evince che:

- Conformemente alla normativa dell'epoca il calcolo è stato eseguito alle tensioni ammissibili;
- il ferro di armatura utilizzato è stato del tipo Fe B 44K (discorante con quanto riscontrato su tutte le testate delle tavole di progetto esecutivo in cui viene evidenziato l'uso di un ferro di armatura del tipo Fe 38K);
- per le strutture in fondazione è stato adoperato calcestruzzo di classe 250 kg/cmq;
- per le strutture in elevazione(travi e pilastri) è stato adoperato calcestruzzo di classe 300 kg/cmq;
- i carichi di piano tipo considerati nel progetto esecutivo sono:

- solaio di piano tipo.

peso proprio solaio = 325 kg/mq

peso permanente = 250 kg/mq

carico accidentale = 200 kg/mq

- solaio piano copertura :

peso proprio solaio = 325 kg/mq

peso permanente = 250 kg/mq

carico accidentale = 200 kg/mq

- il sovraccarico accidentale di balconi e scale è stato considerato pari a 400 kg/mq
- La tamponatura esterna è stata considerata, se eseguita con forati, da 800 kg/mc, se eseguita con blocchi di cls 1000 kg/mc.

6. ANALISI DI VULNERABILITA'

Per eseguire il calcolo della vulnerabilità, l'edificio è stato modellato con software di calcolo agli elementi finiti. Per ciascuna trave e ciascun pilastro è stata assegnata l'armatura desunta dagli elaborati progettuali e dalle verifiche visive e pacometriche in situ.

Per quanto concerne le caratteristiche dei materiali, alla luce dei risultati delle prove di laboratorio (vedi indagini allegate) sono stati assunti i seguenti valori:

- resistenza media a compressione del calcestruzzo per travi in fondazione ed elevazione $f_{cm}=200$ kg/cm²
- resistenza media a compressione del calcestruzzo per pilastri $f_{cm}=220$ kg/cm²
- resistenza media a trazione dell'acciaio $f_{sm}=4000$ kg/cm²

Il livello di conoscenza raggiunto è stato assunto pari ad LC3, conseguentemente il fattore di confidenza è pari ad 1.

I parametri di pericolosità sismica sono quelli di sito e cioè:

Parametri di Pericolosità Sismica

<i>Stato Limite</i>	<i>Tr</i>	$a_g=A_g/g$	F_o	T^*_c
<i>Operatività (SLO)</i>	60	0.044	2.453	0.331
<i>Danno (SLD)</i>	101	0.053	2.521	0.365
<i>Salvag. Vita (SLV)</i>	949	0.1	2.801	0.514
<i>Collasso (SLC)</i>	1950	0.118	2.914	0.539

Essendo in presenza di una classe d'uso IV con la vita nominale ≥ 50 anni è stata assunta una vita di riferimento $V_r=100$.

Potrebbe essere presa in considerazione la classe d'uso II in quanto trattasi di residenze anche se strettamente connesse alla Caserma. Tale considerazione, verrà presa in considerazione in sede di valutazione del coefficiente α per la determinazione della vulnerabilità sismica più avanti esposta.

Il suolo, dalle indagini geologiche e geotecniche eseguite è di classe B mentre la stratigrafia utilizzata per le verifiche geotecniche di portanza e cedimenti – riportata nella relazione geologica come elaborato allegato – è la seguente:

Strato 1: Depositi granulari eterometrici parzialmente cementati.

Profondità 0,00 - 6,00 m.

$\Phi = 34^\circ$, $c = 3,42 \text{ KPa}$, $\gamma = 1,8 - 2,00 \text{ gr/ cm}^3$

Strato 2: Depositi granulari eterometrici parzialmente cementati

Profondità 6,00 - 11,90

$\Phi = 28^\circ/30^\circ$, $c = 0,00/1,00 \text{ KPa}$, $\gamma = 1,8 - 2,00 \text{ gr/ cm}^3$

Strato 3: Argille limose consistenti

Profondità 11,90 - 27,20

$\Phi = 26^\circ/28^\circ$, $c = 20,00 \text{ KPa}$, $\gamma = 1,9 - 2,00 \text{ gr/ cm}^3$

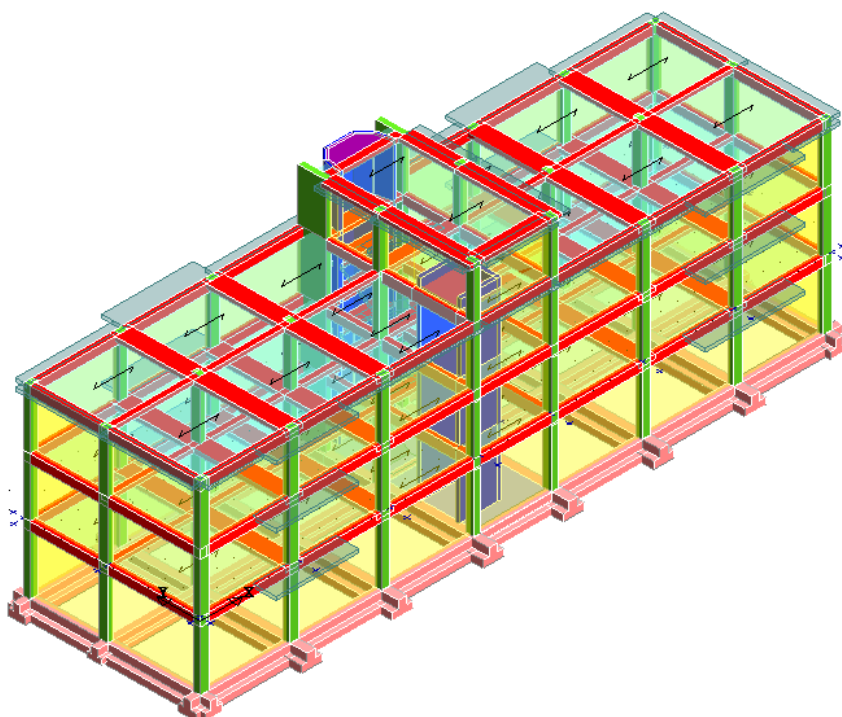
Strato 4: Argille limose molto consistenti

Profondità 27,20 - ind.

$\Phi = 28^\circ/30^\circ$, $c = 25,00 \text{ KPa}$, $\gamma = 1,9 - 2,00 \text{ gr/ cm}^3$

Avendo conseguito un livello di conoscenza LC3, la norma consente di effettuare qualsiasi tipo di analisi. Ovviamente per operare la scelta del tipo di analisi da effettuare, è stata dapprima eseguita una pre-analisi lineare.

Tale analisi ha evidenziato l'impossibilità di eseguire un calcolo non lineare di tipo push-over in quanto né la massa totale eccitata dalla struttura raggiunge il 75%, né il periodo fondamentale della struttura supera il T_c (ntc 2008 par. 7.3.4.1.).



Modellazione 3D “corpo B - Residenze” con software agli elementi finiti

Si è scelto, pertanto, di operare con una analisi dinamica lineare con spettri forniti da normativa.

L'utilizzo di una analisi dinamica lineare per ricercare l'indice α di vulnerabilità, ha comportato una back-analysis, cioè una progressiva diminuzione dell'azione sismica esercitata sulla struttura attraverso gli spettri di normativa fino al raggiungimento del valore di a_g/g per il quale la struttura risulta interamente verificata. Per operare in tal senso, sono stati scalati i tempi di ritorno degli spettri in modo da ottenere forme spettrali del tutto simili a quelle di norma in scala ridotta.

6.1. ANALISI AI SOLI CARICHI STATICI

Prima di operare l'analisi di vulnerabilità sismica, è stata eseguita una necessaria e propedeutica analisi di verifica a soli carichi statici.

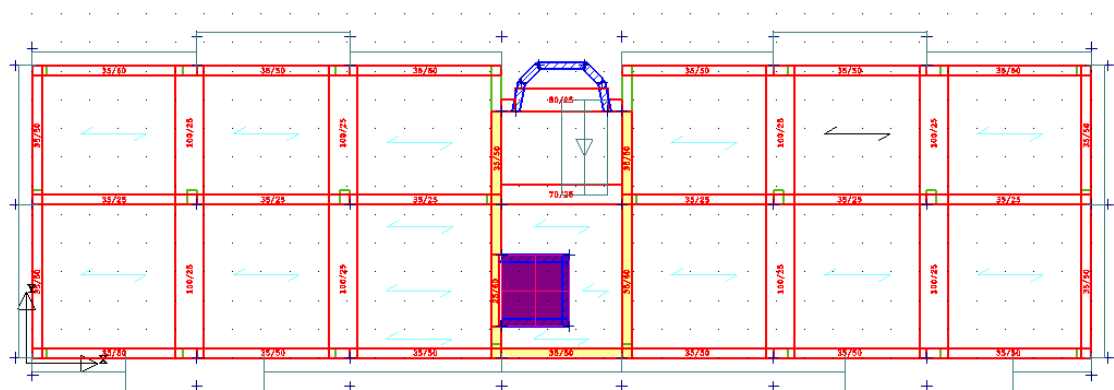
Tale verifica ha messo in luce la non idoneità della struttura ai carichi verticali previsti dal progetto originario e sintetizzati sopra.

Pertanto, rispetto a quanto previsto dal progetto originario, i carichi considerati per la verifica statica dell'edificio sono stati ridotti come segue:

- per il piano tipo da 250 kg/mq a 200 kg/mq per i carichi permanenti e da 200 kg/mq a 150 kg/mq per i carichi accidentali
- per il piano copertura sono rimasti invariati.

Sono, inoltre, stati assunti pari ad 1 anche il coefficiente γ amplificativo del peso proprio (solitamente posto uguale ad 1,3) ed i coefficienti γ amplificativi del sovraccarico permanente accidentale e di copertura (solitamente posti uguale ad 1,5).

La riduzione dei carichi sopra esposta si è resa necessaria soprattutto per la verifica statica delle travi a spessore di piano 100x25 doppiamente caricate dai solai (vedi sottostante carpenteria di piano tipo).



Si tiene ad evidenziare, che, per tali travi portanti a spessore, in ogni caso, contrariamente alla normativa attuale, la larghezza è superiore alla larghezza del pilastro sottostante aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale della trave stessa e, comunque, la larghezza risulta essere maggiore di due volte la larghezza del pilastro.

CARICO NEVE

Secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, è stato valutato il carico neve secondo l'espressione:

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

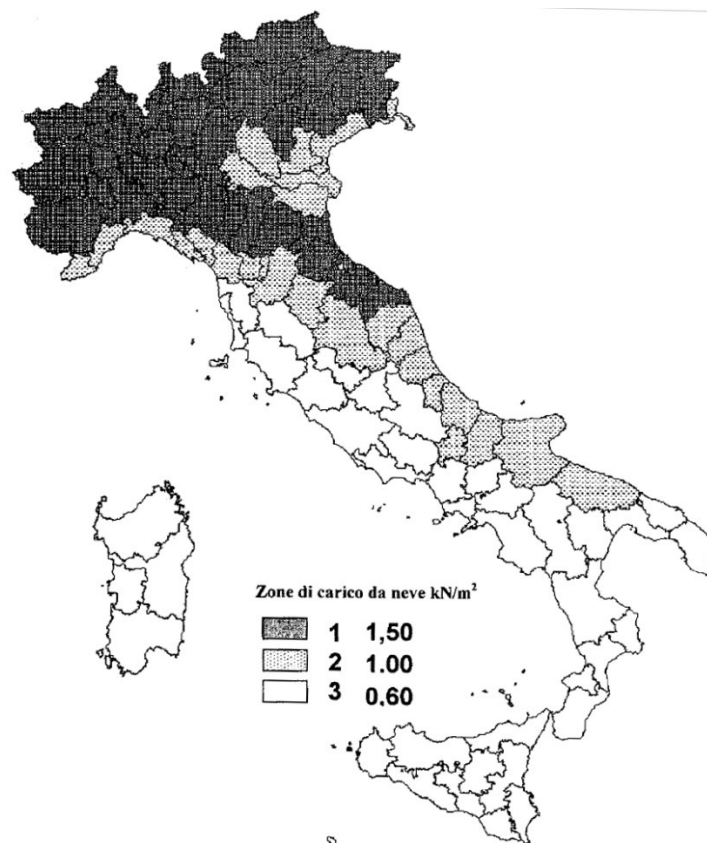
dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], per un periodo di ritorno di 50 anni
- CE è il coefficiente di esposizione
- C_t è il coefficiente termico

Il Coefficiente di forma della copertura dipende dall'inclinazione della stessa. Da ciò ne deriva che nel nostro caso di copertura orizzontale piana, il coefficiente sarà massimo

Il valore q_{sk} dipende dalla zona d'Italia in cui è edificata la struttura in analisi. Il territorio nazionale è diviso in 3 zone a seconda della probabilità e dell'intensità di eventuali precipitazioni nevose



Il valore caratteristico del carico neve dipende dalla zona e dalla altitudine. Nel nostro caso ci troviamo nella **Zona III** a quota inferiore ai 200 mt s.l.m. da cui:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

Il coefficiente di esposizione **CE** può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera.

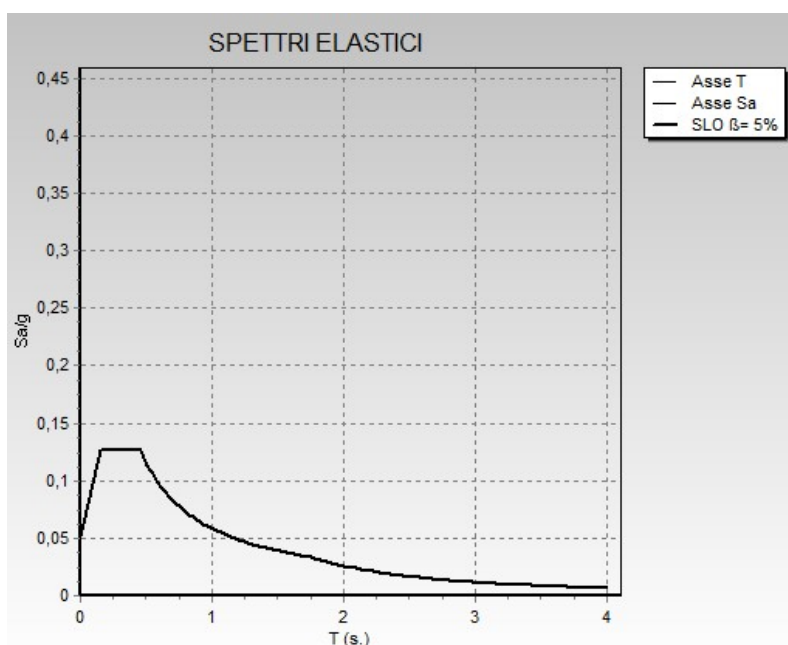
Topografia	Descrizione	C _E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Mentre il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato **CT = 1**

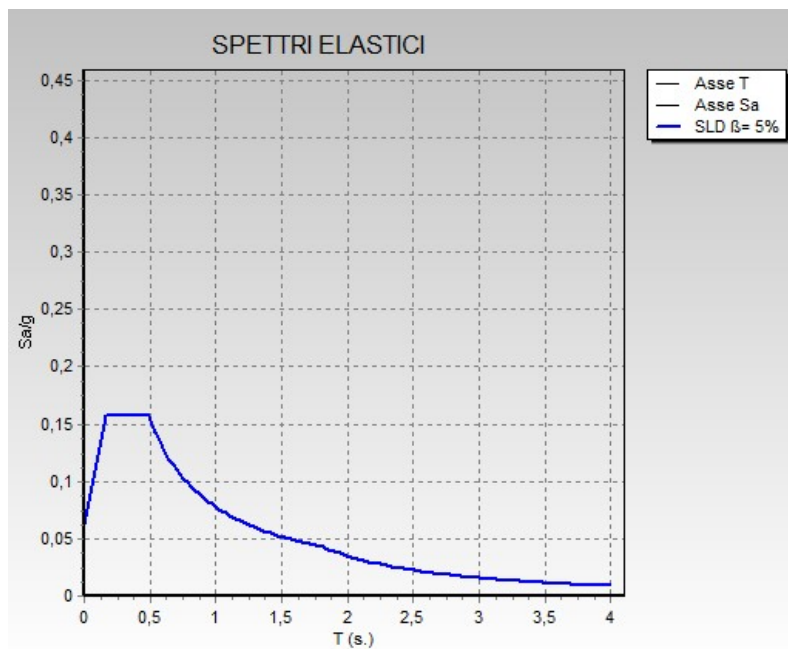
Il calcolo così effettuato ha condotto a considerare un carico agente sulla copertura pari 48 kg/mq.

6.2. ANALISI AI CARICHI STATICI E SISMICI

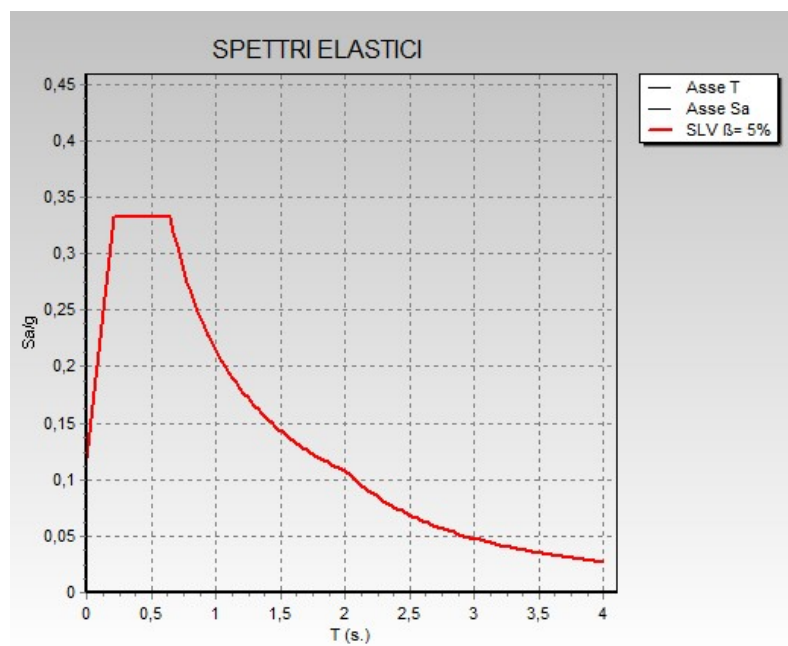
Avendo verificato la struttura a carichi statici diminuendo l'entità degli stessi, si è proceduto ad eseguire la verifica sismica utilizzando i seguenti spettri di normativa per il sito in esame.



Spettro elastico di normativa per il sito in esame allo SLO (valore di $a_g/g = 0,044$)



Spettro elastico di normativa per il sito in esame allo SLD (valore di $a_g/g = 0,053$)

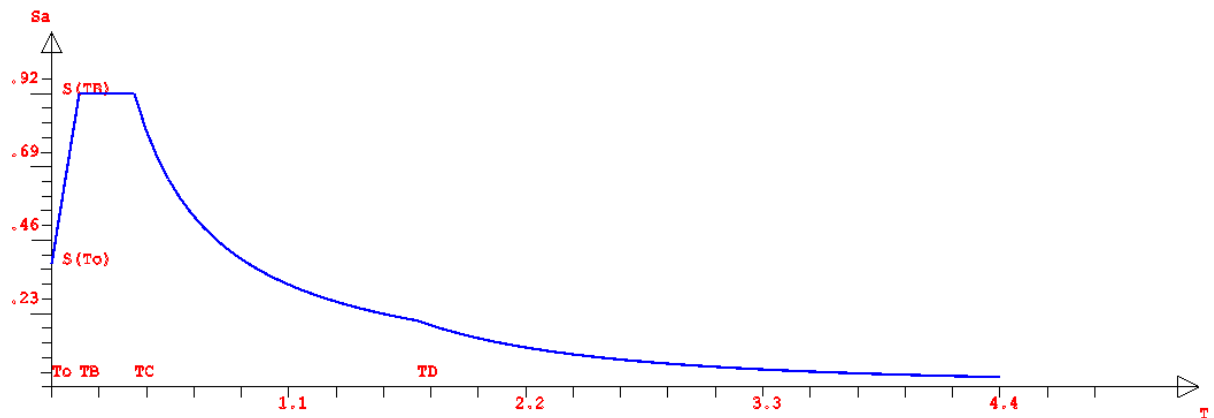


Spettro elastico di normativa per il sito in esame allo SLV (valore di $a_g/g = 0,1$)

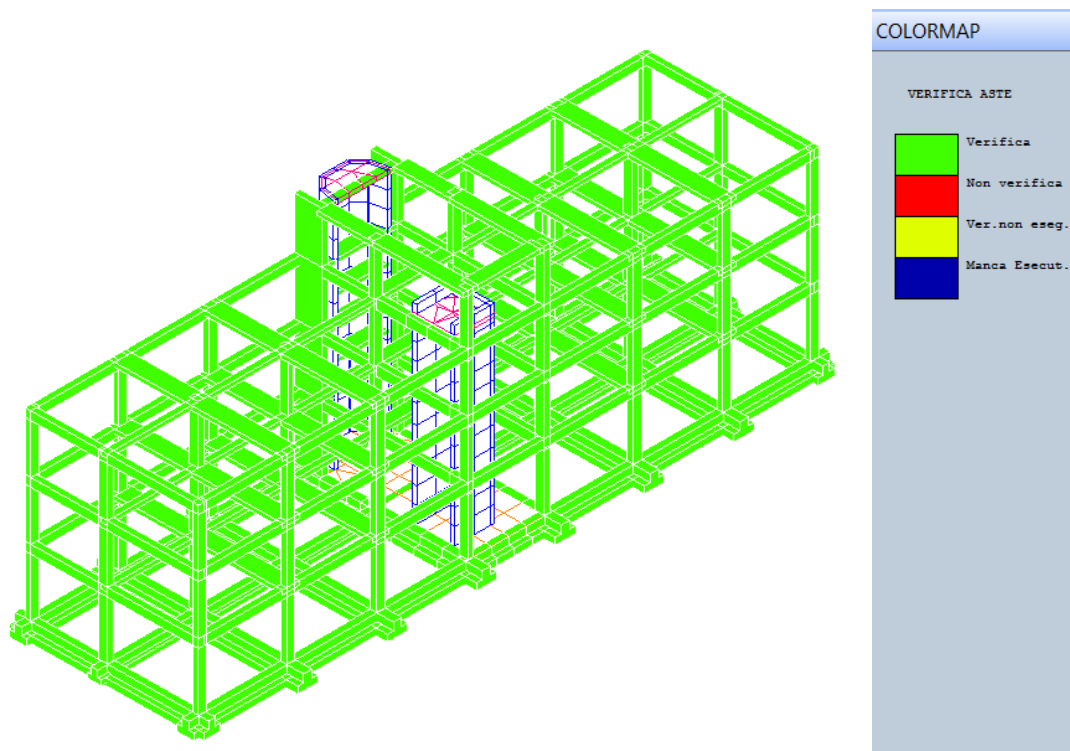
Applicando gli spettri sopra riportati, come precedentemente detto, è stata eseguita una analisi dinamica lineare con fattore di struttura $q=1,5$ per meccanismi fragili e $q=3$ per meccanismi duttili, con esclusione di gerarchia delle resistenze come indicato dalla norme per le costruzioni esistenti.

Avendo tale analisi dato risultato negativo, sono stati adottati spettri via via più bassi di quelli di norma (scalando il tempo di ritorno) fino a raggiungere quelli per cui la domanda soddisfa la capacità della struttura (back analysis dinamica lineare).

Di seguito è illustrato lo spettro di SLV per cui la struttura risulta verificata.



Spettro di SLV scalato per ottenere la ag/g di verifica



Verifica della struttura per spettri scalati rispetto quelli di norma

Il corrispondente valore di ag/g che verifica per ciascuno degli stati limite considerati SLO, SLD ed SLV, diviso per il corrispondente valore di ag/g di sito rappresenta l'indice α di vulnerabilità

della struttura. In questo caso risulta essere

$$\alpha = 0,033/0,1 = 0,33$$

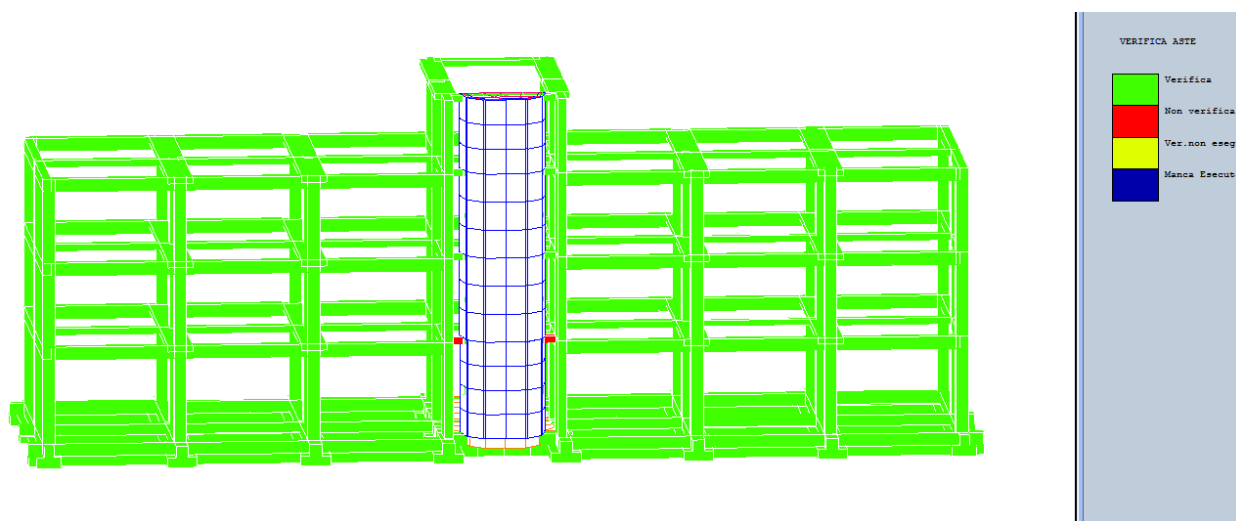
Indicare il valore **$\alpha = 0,33$** equivale a dire che in condizioni attuali, la struttura, oltre ad avere subito una diminuzione dei carichi statici considerati, riesce a sopportare una azione sismica pari ad un terzo di quella attesa.

La stessa analisi condotta per classe d'uso II porta ad un **l'indice α di vulnerabilità della struttura pari a $=0,38$**

7. PRIME INDICAZIONI PER IL PROGETTO DI ADEGUAMENTO

Dallo studio di vulnerabilità e dalla modello strutturale, emergono le seguenti considerazioni:

- aumentando di poco il valore di ag/g allo SLV le prime aste ad andare in crisi per taglio sono i tratti di trave a comportamento tozzo che collegano il setto circolare della scala con il resto della struttura (vedi immagine seguente)



- il valore di ag/g agli SLE risulta quello di norma se si lasciano invariate le condizioni per cui è stato trovato il minimo valore di α allo SLV (cioè con i carichi statici ridotti e i coefficienti γ amplificativi di peso proprio, permanente ed accidentale posti uguali ad 1).
- Diversamente, le prime aste non verificate per deformazioni eccessive e superamento dei limiti di fessurazione sono le travi portanti di piano a spessore 100x25 doppiamente caricate dai solai di piano.
- Il valore di vulnerabilità sismica riscontrato, dipende oltre che alla geometria e dalla armatura poco diffusa presente nelle sezioni, anche dal decadimento della resistenza del calcestruzzo, assunta in fase progettuale pari a 250 per le strutture di fondazione e 300 Kg/cm² per le strutture in elevazione ed in media riscontrata dalle prove di laboratorio intorno ai 200 kg/cm² per le travi di fondazione ed elevazione e di 220 kg/cm² per i pilastri.
- Dal punto di vista geometrico la presenza di tutte le travi portanti a spessore di solaio contribuisce ad scarsa rigidezza strutturale in direzione X della struttura, verificabile dalla percentuale di massa eccitata in tale direzione (circa 60%).
- Poi, per quanto riguarda l'aspetto tecnologico-strutturale, si evidenzia quanto riscontrato in sede di indagini in situ sulla fondazione. Infatti, si è constatato che i pilastri prima di arrivare all'estradosso della fondazione risultano immersi nel terreno per oltre un metro. Ciò favorisce enormemente fenomeni di corrosione delle barre di armature e conseguente indebolimento al piede degli stessi

pilastri. Tali indicazioni costituiscono un vulnus della struttura che dovrà essere in tal senso adeguata alla importante classe d'uso cui è attualmente destinata;

- infine, come già evidenziato anche per il CORPO A, la passerella di collegamento esterna dovrà necessariamente essere giuntata al fine di evitare il fenomeno del martellamento tra strutture adiacenti o poste in aderenza.

Rende , lì 30/05/2018