

COMMITTENTE



REGIONE LOMBARDIA
ATS BERGAMO



INTERVENTO

**ADEGUAMENTO/MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA RSD
(RESIDENZA SANITARIA DISABILI) EDIFICIO 5 E DEL CDD (CENTRO DIURNO DISABILI)
EDIFICIO 4, PRESSO IL COMPLESSO "MONSIGNOR BERNAREGGI" A BONATE SOTTO**

**CIG Accordo Quadro - Lotto n 5: 8657946B0D
CUP: C81B21014940002; CIG derivato 9122173F49.**

PROGETTO ESECUTIVO 1° STRALCIO
(Art. 23, comma 8, D.Lgs. 50/2016)

VISTI

ELABORATO N°	OGGETTO	DATA
A	RELAZIONI E CALCOLI	Maggio 2023
A.2	RELAZIONI SPECIALISTICHE E CALCOLI ESECUTIVI STRUTTURE	
A.2.a.1	RELAZIONE SULLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA EDIFICIO 4	

 via Papa Giovanni XXIII, 13/A 93018 Santa Caterina Vill. sa (CL) p.iva e c.f. 01673260855 tel/fax 0934.546038 e-mail info@itosprogetti.com	Il Progettista (Arch. Giuseppe Maria Ippolito) litos PROGETTI s.r.l.		Il RUP (Ing. Luisella Bettineschi) Settore Tecnico-Patrimoniale ATS di Bergamo		 SISTEMA DI QUALITA' ISO 9001:2015 SISTEMA DI QUALITA' ISO 14001:2015
	REVISIONE	REDATTORE	CONTROLLO	VISTO E APPROVAZIONE	DATA
0	(Arch. Giuseppe Maria Ippolito)	(Arch. Alfonso Ippolito)	(Arch. Giuseppe Maria Ippolito)		Marzo 2023
1	-	-	-	-	-
2	(Arch. Giuseppe Maria Ippolito)	(Arch. Alfonso Ippolito)	(Arch. Giuseppe Maria Ippolito)		Maggio 2023
COMMESSA	CATEGORIA		NOME FILE		IDENTIFICATIVO
2022_11	PE_Prog Esec_Rev.02		A.2.a.1 - Relazione sulla valutazione della sicurezza - Edificio 4		2022-4325Litos

Sommario

1. PREMESSA.....	3
2. NORME DI RIFERIMENTO.....	3
3. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO ESISTENTE	4
4. FINALITÀ E CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI.....	5
5. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	5
6. CRITERI GENERALI E PARTICOLARI DI VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA	7
6.1 Aspetti generali.....	7
6.2 Definizione dei livelli di conoscenza	7
6.3 Analisi Storico-Critica	10
6.4 Rilievo geometrico-strutturale dell'edificio	10
6.5 Caratterizzazione meccanica dei materiali: calcestruzzo.....	12
6.6 Caratterizzazione meccanica dei materiali: acciaio per barre d'armatura	13
6.7 Aspetti geologici e geotecnici	14
7. AZIONI SULLA COSTRUZIONE	15
7.1 Carichi permanenti e sovraccarichi	15
7.2 Azione sismica.....	18
7.2.1 Vita nominale.....	18
7.2.2 Classe d'uso	19
7.2.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica	19
7.2.4 Categoria del sottosuolo e condizioni topografiche.....	20
7.2.5 Classificazione sismica dell'area	21
8. TIPO DI ANALISI SVOLTA.....	23
8.1 Verifiche nei confronti delle azioni non sismiche.....	23
8.2 Verifiche nei confronti delle azioni sismiche: Verifiche pushover.....	24
9. DESCRIZIONE DEI MODELLI STRUTTURALI	26
10. VALUTAZIONE DEI LIVELLI DI SICUREZZA DELL'EDIFICIO ANTE INTERVENTO	28
10.1 Verifiche nei confronti delle azioni non sismiche.....	28
10.2 Verifica dei meccanismi globali	29
10.3 Valutazioni critiche dei risultati ottenuti, propedeutiche alla predisposizione degli interventi	30
10.3.1 Verifica nei confronti delle azioni non sismiche.....	30
10.3.2 Verifica nei confronti delle azioni sismiche: Verifiche pushover.....	34
10.3.3 Verifica del giunto strutturale tra CORPO A e CORPO B	37
11. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI DI PROGETTO.....	40
12. VALUTAZIONE DEI LIVELLI DI SICUREZZA DELL'EDIFICIO POST INTERVENTO.....	42
12.1 Verifiche nei confronti delle azioni non sismiche.....	42
12.2 Verifica dei meccanismi globali	43
13. CONCLUSIONI.....	44

1. PREMESSA

La presente relazione sulla valutazione della sicurezza viene redatta a corredo degli elaborati del Progetto di ***"Adeguamento/miglioramento sismico della RSD (Residenza Sanitaria Disabili) edificio 5 e del CDD (Centro Diurno Disabili) edificio 4, presso il complesso "Monsignor Bernareggi" a Bonate Sotto"*** e viene redatta nei contenuti in conformità ai punti 8.3 e 8.5 del Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 - Norme tecniche per le Costruzioni.

L'intervento strutturale in progetto ricade fra quelli di **Miglioramento sismico** ai sensi del punto 8.4.2 del D.M. 17/01/2018. La valutazione della sicurezza e il progetto degli interventi sono stati estesi alla struttura nel suo insieme.

2. NORME DI RIFERIMENTO

Per la redazione della presente relazione si è fatto riferimento alle seguenti norme:

- 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;*
- Decreto del Presidente della Repubblica n.380 del 2001 – *T. U. delle Norme per l'Edilizia;*
- O.P.C.M. 20 marzo 2003, n.3274 - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica;
- D.M. 17 gennaio 2018 - *Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni;*
- Circolare 21 gennaio 2019, n.7 - C.S.LL.PP. - *Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;*
- Consiglio Superiore dei LL.PP. – Servizio Tecnico Centrale - *Linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera (2017);*
- UNI EN 13791:2019 - *Valutazione della resistenza a compressione in sito nelle strutture e nei componenti prefabbricati di calcestruzzo.*

3. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO ESISTENTE

L'immobile oggetto di intervento è localizzato nel Comune di Bonate Sotto (BG), nell'ambito periferico sud-ovest del centro abitato ed è ricompreso all'interno del compendio immobiliare denominato "Centro Monsignor Bernareggi" sito in via Garibaldi n. 2.



Stralcio ortofotogrammetrico del Comune di Bonate di Sotto con individuazione dell'area d'intervento



Stralcio rilievo ortofotogrammetrico specifico dell'area di intervento

L'immobile **EDIFICIO 4** oggetto dell'intervento si articola su un'elevazione fuori terra, costituita da due corpi di fabbrica (denominati in questa fase progettuale come CORPO A e CORPO B) separati da un giunto strutturale di ampiezza pari ad 1,5 cm.

Il rilievo geometrico-strutturale è riportato nelle tavole grafiche dello stato di fatto allegate presente progetto, da cui si evince uno schema strutturale esistente caratterizzato in generale da una struttura intelaiata con pilastri e travi in c.a. I solai sono realizzati in laterocemento.

I pozzetti esplorativi eseguiti hanno consentito di verificare che le fondazioni dell'edificio esistente sono del tipo dirette e continue. In particolare, sono costituite da plinti rastremanti collegati tra di loro da travi di coronamento.

4. FINALITÀ E CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI

Le opere strutturali previste dal presente Progetto esecutivo rientrano nell'ambito degli interventi di miglioramento sismico. Gli interventi strutturali previsti, in accordo al punto 8.4.2 delle NTC 2018 e al punto C8.4.2 della relativa Circolare esplicativa, sono finalizzati a conseguire un aumento della sicurezza della costruzione esistente. In questa categoria ricadono tutti gli interventi che, pur non rientrando nella categoria dell'adeguamento, possono determinare modifiche, anche significative, del comportamento strutturale locale o globale operando o variazioni di rigidità, resistenza o capacità deformativa di singoli elementi o di porzioni della struttura, o introducendo nuovi elementi strutturali. Ciò avverrà impegnando maggiormente gli elementi più resistenti, riducendo le irregolarità in pianta e in elevazione, eliminando i meccanismi di collasso locali o trasformandoli da fragili in duttili.

I criteri e i tipi di intervento adottati fanno riferimento al punto 8.7.4 delle NTC 2018 e al punto C8.7.4 della Circolare esplicativa. La scelta delle tipologie, delle tecniche e dell'entità degli interventi fanno riferimento ai risultati della valutazione della sicurezza, mirando prioritariamente al ripristino delle condizioni originarie ai danni e ai degradi rilevati, nonché a contrastare lo sviluppo di meccanismi locali e/o fragili della struttura oggetto d'intervento.

5. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Con riferimento al punto 8.3 delle NTC 2018 e al punto C8.3 della relativa Circolare esplicativa, la valutazione della sicurezza sviluppata nel presente progetto esecutivo è stata redatta in relazione alle finalità e alla classificazione degli interventi strutturali di

intervento di miglioramento sismico sopra illustrate e richiamate al punto 8.4 delle stesse NTC2018. La valutazione della sicurezza è stata effettuata sia nello stato di fatto (ante intervento) che in quello di progetto (post intervento) ed è stata estesa alla struttura nel suo insieme.

Nella presente relazione sarà illustrata una sintesi dei risultati delle verifiche strutturali atte a dimostrare che, rispetto alla configurazione attuale, a seguito degli interventi strutturali di progetto di miglioramento sismico, si avrà un incremento degli indicatori di rischio sismico. In particolare, data la classe d'uso dell'edificio, per la combinazione sismica delle azioni l'indicatore di rischio sismico ζ_E , definito dal punto 8.3 delle NTC 2018 come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione, a seguito degli interventi di miglioramento sarà incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

6. CRITERI GENERALI E PARTICOLARI DI VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

6.1 Aspetti generali

L'attività svolta per l'acquisizione delle informazioni necessarie all'espletamento della valutazione della vulnerabilità sismica dell'immobile, secondo le disposizioni dettate dalle norme in vigore, si è articolata nelle seguenti fasi:

- definizione dei livelli di conoscenza;
- analisi storico critica;
- rilievo geometrico - strutturale dell'edificio;
- prove sui materiali: calcestruzzo e acciaio barre d'armatura;
- aspetti geologici e geotecnici.

6.2 Definizione dei livelli di conoscenza

La sintesi dei risultati ottenuti nella fase conoscitiva è raggiunta con l'individuazione di livello di conoscenza; esso è legato al livello di approfondimento perseguito, in funzione della eventuale presenza di documenti di progetto, dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali. Ad ogni livello di conoscenza LC la norma associa un fattore di confidenza FC, che va preliminarmente a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali, al fine di ricavare i valori da adottare, nel progetto o nella verifica, e da ridurre ulteriormente, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza. Il fattore di confidenza FC, come detto, deve essere determinato in base al LC raggiunto. Per questo sono definite precisamente le modalità con cui valutare i livelli di conoscenza, che sono distinti in:

- LC1 – Conoscenza Limitata
- LC2 – Conoscenza Adeguata
- LC3 – Conoscenza Accurata.

Gli aspetti che determinano i suddetti *Livelli di Conoscenza* sono la geometria, i dettagli strutturali e le proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

La campagna conoscitiva del fabbricato si è sviluppata, oltre che con l'identificazione degli organismi strutturali esistenti, anche con una campagna di indagini e prove in situ e di laboratorio che hanno consentito di caratterizzare la tipologia dei materiali strutturali e di

approfondire la conoscenza dei dettagli costruttivi (es. distribuzione delle armature metalliche nei componenti strutturali in c.a.).

La Circolare 21/01/2019 n.7 definisce i criteri per la valutazione della geometria, delle proprietà dei materiali e dei dettagli costruttivi del fabbricato indagato.

La relazione tra i livelli di conoscenza, i metodi di analisi e fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali per le strutture in cemento armato è illustrata nella tabella C8.5.IV della circolare stessa, che di seguito si riporta.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

Dalla definizione della tipologia strutturale prevalente ed in relazione all'importanza, alla ripetitività ed al livello di conoscenza da acquisire, si è definito un numero minimo di prove da eseguirsi nelle modalità prescritte dalla predetta Circolare; in particolare, si è identificato il numero di elementi sul quale eseguire i saggi ed i prelievi per ogni piano e per ogni tipologia di elemento strutturale.

Di seguito si riporta la **Tabella C8.5.V – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.** dedotta dalla Circolare:

Tabella C8.5.V – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di c.a.

Livello di Indagini e Prove	Rilievo(dei dettagli costruttivi) ^(a)	Prove (sui materiali) ^{(b)(c)(d)}
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro)	
<i>limitato</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
<i>esteso</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
<i>esaustivo</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m ² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Per le verifiche di sicurezza sismica delle strutture componenti l'edificio in oggetto, si è fatto riferimento ad un **Livello di Conoscenza LC1**, come definito nel punto C8.5.4.2.

La programmazione delle indagini in situ e delle prove di laboratorio è stata determinata in relazione alla possibilità o meno di realizzare un tipo specifico di prova, all'attendibilità dei suoi risultati e al raggiungimento del livello di conoscenza prefissato, così come definito dalle norme.

Ai fini della caratterizzazione meccanica dei materiali è stata eseguita una campagna di indagine in situ e di prove di laboratorio sulla struttura in c.a. esistente da parte del

laboratorio incaricato **C.P.M. Centro Prove Materiali srl**, con sede a Samarate (VA), via Achille Grandi nn.17/19.

Ai sensi del punto C.8.5.4 il **Livello di conoscenza LC1** si intende raggiunto quando:

- sia stata effettuata l'analisi storico-critica, commisurata al livello considerato (con riferimento al § C8.5.1 della Circolare);
- la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o a un rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, e **indagini limitate** sui dettagli costruttivi, come descritto al § C8.5.2;
- i dettagli costruttivi siano noti, da un progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e da **indagini limitate** in situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti (con riferimento al § C8.5.2 della Circolare);
- le caratteristiche dei materiali siano note in base ai valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca, integrati da **prove limitate** in situ, o con **prove estese** in situ (con riferimento al § C8.5.3 della Circolare).

Nell'esecuzione dei rilievi e delle indagini, ai sensi del § C8.5.4 della Circolare, si è tenuto conto che per raggiungere il livello di conoscenza **LC1**:

- la disponibilità di un rilievo geometrico completo e l'acquisizione di una conoscenza dei dettagli costruttivi sono da considerarsi equivalenti alla disponibilità di documenti progettuali originali, comunque da verificare opportunamente nella loro completezza e rispondenza alla situazione reale.
- ci si può riferire alla documentazione in atti, qualora per essa siano stati adempiuti gli obblighi della L. 1086/71 o 64/74 e s.m.i., ma solo dopo adeguata giustificazione eventualmente integrata da indagini in opera.
- per la caratterizzazione meccanica dei materiali si possono adottare, motivatamente, i valori caratteristici assunti nel progetto originario o quelli ridotti risultanti dalla documentazione disponibile sui materiali in opera.

Nel caso in esame, in totale assenza di disegni costruttivi originali e di certificati originali di prova, si è provveduto ad eseguire i seguenti metodi di indagini:

- geometria – rilievo ex novo completo della geometria della struttura;
- dettagli costruttivi – **indagine limitata** in situ;
- proprietà dei materiali – **indagine limitata** in situ.

Con riferimento al punto C8.5.2.2 riguardante il rilievo delle costruzioni in c.a., al punto C8.5.3.2 riguardante la caratterizzazione meccanica dei materiali costituenti le costruzioni in c.a. e alla *Tabella C8.5.V – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove edifici in c.a.* della suddetta Circolare, per ogni tipologia di elemento "primario" (pilastri, travi e setti), nell'ambito delle **indagini e prove limitate**, il Laboratorio incaricato ha provveduto ad eseguire le indagini riportate nell'elaborato A.7 – *Rapporti di prova delle indagini strutturali e geognostiche*, a cui si rimanda.

6.3 Analisi Storico-Critica

Dalla documentazione reperita, risulta un Certificato di Collaudo del 24/01/1967 che attesta che l'immobile è stato ultimato nel 1967.

Si evince inoltre che:

- il Progettista generale e D.L. è stato dall'Arch. Sandro Colombi dell'Ufficio Tecnico Provinciale, iscritto all'Albo degli Architetti della provincia di Bergamo al n.4;
- il progettista delle opere in cemento armato è stato l'Ing. Alberto Gasparrini iscritto all'Albo degli ingegneri della Provincia di Bergamo al n.586;
- l'Impresa esecutrice è stata l'Impresa Emilio Cattaneo e figlio" all'epoca iscritta all'elenco delle Imprese idonee all'esecuzione delle opere in cemento armato del Genio Civile di Bergamo;
- il collaudatore è stato l'Ing. Edoardo Terzi, iscritto all'Albo degli Ingegneri della provincia di Bergamo al n. 338 ed all'elenco dei collaudatori depositati presso la Prefettura di Bergamo per incarico n.7799 in data 11/08/1966 dell'Amministrazione Provinciale di Bergamo;
- la denuncia in Prefettura viene fatta e protocollata al n. 1811 Div. IV in data 16/05/1964 e viene nominato ispettore l'Ing. Eugenio Mandelli, le cui ispezioni hanno avuto tutte esito positivo.

Risultano agli atti una "Relazione Peritale in ordine all'idoneità statica e all'adeguamento alla normativa antincendio" del 05/09/1996 a firma dell'Arch. Fernando Leoni, iscritto all'Albo degli Architetti della Provincia di Bergamo, che attesta l'esecuzione di lavori che non hanno interessato le strutture dell'immobile e certifica l'idoneità statica delle strutture portanti.

6.4 Rilievo geometrico-strutturale dell'edificio

Le operazioni di rilievo sono state condotte per l'intero immobile. Il rilievo geometrico ha riguardato sia la geometria esterna dell'organismo che quella degli elementi costruttivi.

Per gli elementi aventi funzione strutturale la geometria esterna è stata rilevata in maniera la più completa possibile, allo scopo di ottenere un modello di calcolo affidabile. I rilievi dei dettagli costruttivi (ad esempio quantità e disposizione delle armature) sono stati effettuati a campione, in modo da potere estendere le valutazioni agli altri elementi, operando per analogia, anche in forza delle norme vigenti e dei prodotti in commercio all'epoca della costruzione.

Il livello di indagine del rilievo effettuato, in relazione al relativo grado di approfondimento adottato per il raggiungimento del **livello di conoscenza LC1** prefissato, è quello individuato dalle **Indagini limitate**.

A tal fine, i rilievi dei dettagli costruttivi riguardanti la distribuzione delle **armature in acciaio** degli elementi resistenti in c.a. sono stati eseguiti in accordo alle indicazioni orientative riportate nella Tabella C8.5.V della Circolare per il livello delle **indagini limitate**, mediante la parziale rimozione del copriferro degli elementi strutturali in c.a. e attraverso le indagini magnetometriche. La magnetometria consiste nella misura del campo magnetico determinato dalla presenza di armature di acciaio in vicinanza della superficie del calcestruzzo degli elementi strutturali. Tali prove hanno consentito di "leggere", in proiezione sulla superficie di calcestruzzo, la posizione delle armature, così da consentire una stima della misura dell'interferro e del copriferro delle armature longitudinali, presenti nel piano parallelo al piano d'indagine, e del passo delle staffe.

Nel caso in esame, con riferimento all'elaborato A.7 – *Rapporti di prova delle indagini strutturali e geognostiche*, il laboratorio incaricato ha eseguito:

- indagini magnetotermiche, con misura e ricerca della posizione delle armature mediante pacometro su **n.13** elementi in c.a., in accordo alle indicazioni orientative della Tab.C8.5.V della Circolare (**indagine limitata in situ**), riportando nel suddetto Rapporto di prova le relative informazioni in merito al numero, al diametro e al passo medio delle armature presenti all'interno di ogni elemento strutturale analizzato;
- n.8 carotaggi su struttura in conglomerato cementizio armato per prove di compressione;
- n.4 estrazioni di barre di armatura per prove a trazione ed allungamento;
- n.2 saggi su solai;
- n.1 pozzetto esplorativo per indagini visive delle fondazioni.

Con riferimento alle note esplicative alla Tabella C8.5.V della Circolare, nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si è tenuto conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una

più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per geometria e ruolo uguali nello schema strutturale. Tutte le informazioni acquisite sull'organismo strutturale sono state impiegate per la definizione del modello di calcolo della struttura esistente ai fini della valutazione della sicurezza strutturale allo stato attuale.

6.5 Caratterizzazione meccanica dei materiali: calcestruzzo

La stima della resistenza a compressione in sito del calcestruzzo costituente le strutture in cemento armato dell'edificio è stata eseguita, come indicato nel punto C8.5.3.2 della Circolare, con riferimento alle *Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera, del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici*.

Il diametro medio delle carote prelevate è pari a 74 mm, con un rapporto nominale *lunghezza/diametro* pari a 1:1, nel rispetto delle tolleranze e degli intervalli ammessi rispettivamente dalla *UNI EN 12504-1:2019* e dalla *UNI EN 13791:2019* (da 0,90:1 a 1,10:1).

Con riferimento al punto 3.2 delle suddette Linee Guida, *nel caso di costruzioni esistenti, non si farà riferimento ai valori caratteristici f_{ck} ed R_{ck} , bensì si calcoleranno i valori medi cilindrici $f_{m,(n) is}$ o cubici $R_{m,(n) is}$* . Per il caso in esame il valore della resistenza media cubica a compressione del calcestruzzo è stata così definita:

$$R_{c is} = f_{carota} \cdot F_d$$

dove F_d è un coefficiente moltiplicativo detto Fattore di disturbo i cui valori sono rappresentati nella tabella del punto 3.2 delle suddette Linee Guida.

Per l'edificio oggetto di studio, come meglio rappresentato nella tabella sotto riportata, la resistenza media cubica a compressione del calcestruzzo risulta pari a:

$$\mathbf{R_{m,is} = 28,32 \text{ N/mm}^2}$$

RESISTENZA DA PROVE DIRETTE					
Immobile: EDIFICIO 4 - BONATE SOTTO					
Elemento strutturale	PROVE DI COMPRESSIONE SU CAROTE DI CALCESTRUZZO				
	Sigla	Punto di prova	RESISTENZA CAROTA f_{carota} (N/mm ²)	FATTORE DI DISTURBO F_d	RESISTENZA MEDIA CUBICA $R_{c, is}$ (N/mm ²)
PILASTRO	C1-P2	P.02-P-P2	27,81	1,06	29,42
PILASTRO	C2-P3	P.02-P-P3	26,73	1,06	28,37
PLINTO	C3-P6	P.02-P-P6	24,00	1,07	25,68
PLINTO	C4-P6	P.02-P-P6	36,00	1,03	37,14
TRAVE	C7-P9	P.02-T-P9	25,24	1,07	26,91
PILASTRO	C8-P9	P.02-P-P9	20,98	1,08	22,66
TRAVE	C9-P10	P.02-T-P10	27,35	1,06	28,98
TRAVE	C10-P12	P.02-T-P12	25,75	1,06	27,41
				$R_{m, is} =$	28,32

6.6 Caratterizzazione meccanica dei materiali: acciaio per barre d'armatura

La resistenza a trazione delle barre di acciaio costituenti le strutture in c.a. dell'edificio esistente è stata stimata sulla base dei risultati delle prove di laboratorio eseguite nell'ambito del presente incarico su campioni di barre d'acciaio prelevate in situ, in particolare, quelle di trazione fino a rottura con determinazione della tensione di snervamento, della resistenza a rottura e dell'allungamento.

Le prove di laboratorio di trazione eseguite sulle barre d'armatura prelevate in situ hanno restituito direttamente i valori della tensione di snervamento f_y e della tensione di rottura f_t .

Con riferimento ai risultati delle prove in situ e di laboratorio sulle barre di acciaio nel corso delle indagini strutturali, riportati nell'elaborato A.7 – *Rapporti di prova delle indagini strutturali e geognostiche*, si può evincere che i valori i valori della **tensione di snervamento f_y** e della **tensione di rottura f_t** delle strutture in c.a. sono pari a:

$$375 < f_y > 430 \text{ N/mm}^2$$

$$430 < f_t > 540 \text{ N/mm}^2$$

Ai fini delle verifiche strutturali riguardanti la vulnerabilità sismica delle strutture, le caratteristiche dell'acciaio in opera delle strutture in c.a. in elevazione saranno, pertanto, quelle del tipo **FeB 38k**.

6.7 Aspetti geologici e geotecnici

Per la conoscenza dell'immediato sottosuolo si è fatto riferimento all'elaborato A.7 – *Relazione geologica geotecnica e sismica* e ai dati ottenuti dalle indagini geognostiche eseguite in situ, riportati nell'elaborato A.7 – *Rapporti di prova delle indagini strutturali e geognostiche*, consistenti in:

- realizzazione di n.1 indagine sismica attiva tipo MASW.

Per quanto riguarda i parametri geomeccanici del terreno di fondazione si è fatto riferimento a dati di letteratura per la zona in esame.

Le indagini sismiche con metodologia *MASW* che hanno consentito di ottenere informazioni sulle caratteristiche geofisiche dei terreni interessati, in particolare il valore di $V_{s,eq}$ ottenuto che è stato di **478 m/s**, classificando il terreno interessato dall'immobile, attraverso la prova geofisica, in **Categoria B** "*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s*", secondo il DM 17/01/2018.

Con riferimento alla tabella 3.2.IV del DM 17/01/2018, trattandosi di pendio con inclinazione inferiore a 15° , l'area oggetto di intervento appartiene alla categoria **T1** con valore del coefficiente di amplificazione topografico pari a **1** (vedasi tabella 3.2.VI delle norme tecniche).

7. AZIONI SULLA COSTRUZIONE

7.1 Carichi permanenti e sovraccarichi

Nel presente paragrafo si riporta un'analisi dei carichi agenti sulla struttura in cui si distinguono:

- i carichi permanenti strutturali (G_1);
- i carichi permanenti non strutturali (G_2);
- i sovraccarichi (Q_k) che comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera indicati nella Tab. 3.1.II del D.M. 17/01/2018 e il carico della neve sulla copertura determinato secondo il punto 3.4 dello stesso D.M. 17/01/2018.

SOLAIO SOTTOTETTO					
- solaio latero cementizio h 20 cm (16+4)					
- travetti i=40 cm - h=16 cm - s=10 cm	2*	2500 Kg/m ³ *	0,02	=	80,0 Kg/m ²
- pignatte		500 Kg/m ³ *	0,16	=	80,0 Kg/m ²
- caldana		2500 Kg/m ³ *	0,04	=	100,0 Kg/m ²
Peso proprio elementi strutturali			G₁	=	260,0 Kg/m²
- incidenza muratura sostegno copertura				=	80,0 Kg/m ²
- incidenza copertura				=	168,3 Kg/m ²
- intonaco		1900 Kg/m ³ *	0,01	=	19,0 Kg/m ²
- massetto		2000 Kg/m ³ *	0,05	=	100,0 Kg/m ²
Peso proprio elementi non strutturali			G₂	=	367,3 Kg/m²
Carico di esercizio (Cat. H - Tab. 3.1.II D.M. 17 Gennaio 2018)			Q_{k1}	=	50,0 Kg/m²
Carico neve			Q_{k2}	=	120,9 Kg/m²

TERRAZZO E SBALZI						
- solaio latero cementizio h 20 cm (16+4)						
- travetti i=40 cm - h=16 cm - s=10 cm	2*	2500	Kg/m ³ *	0,02	=	80,0 Kg/m ²
- pignatte		500	Kg/m ³ *	0,16	=	80,0 Kg/m ²
- caldana		2500	Kg/m ³ *	0,04	=	100,0 Kg/m ²
Peso proprio elementi strutturali				G₁	=	260,0 Kg/m²
- intonaco		1900	Kg/m ³ *	0,02	=	38,0 Kg/m ²
- massetto		2000	Kg/m ³ *	0,05	=	100,0 Kg/m ²
- guaina impermeabilizzante					=	10,0 Kg/m ²
Peso proprio elementi non strutturali				G₂	=	148,0 Kg/m²
Carico di esercizio (Cat. H - Tab. 3.1.II D.M. 17 Gennaio 2018)				Q_{k1}	=	50,0 Kg/m²
Carico neve				Q_{k2}	=	120,9 Kg/m²

Il carico della neve sulle coperture è stato valutato mediante la seguente espressione riportata nel punto 3.4 del D.M. 17/01/18:

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

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito nel punto 3.4.2 delle NTC per un periodo di ritorno di 50 anni;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito nel punto 3.4.3 delle NTC;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al punto 3.4.4 delle NTC;

C_t è il coefficiente termico di cui al punto 3.4.5.

Considerando che il sito in esame è posto ad un'altezza di circa 70 m s.l.m. e appartiene alla **Zona III**, secondo quanto previsto nel punto 3.4.2 delle NTC,

**"ADEGUAMENTO/MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA RSD (RESIDENZA SANITARIA DISABILI) EDIFICIO 5
E DEL CDD (CENTRO DIURNO DISABILI) EDIFICIO 4,
PRESSO IL COMPLESSO "MONSIGNOR BERNAREGGI" A BONATE SOTTO"
RELAZIONE SULLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – EDIFICIO 4**

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.2]$$

$$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona I - Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.3]$$

$$q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.4]$$

$$q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona III

Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terri, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.5]$$

$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

si ha:

$$q_{sk} = 151.12 \text{ Kg/m}^2$$

Considerata l'inclinazione della copertura compresa tra 0° e 30° , secondo quanto previsto nella Tab. 3.4.II delle NTC,

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

si ha:

$$\mu_1 = 0,8$$

Considerato il sito in esame dal punto di vista topografico, secondo quanto previsto nella Tab. 3.4.I delle NTC,

Tab. 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti o alberi più alti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni	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

si ha:

$$C_E = 1$$

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. Secondo quanto previsto dal 3.4.5 delle NTC, in assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere posto $C_t = 1$.

Sostituendo si ottiene:

$$q_s = 151.12 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 = 120.9 \text{ Kg/m}^2$$

7.2 Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al punto 3.2.2 del DM 17/01/2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} come definite nel punto 3.2.1 del DM 17/01/2018 e nel periodo di riferimento V_R , come definito nel punto 2.4 dello stesso DM 17/01/2018.

Di seguito si riportano i parametri che determinano la pericolosità sismica di base e che definiscono le azioni sismiche di progetto.

7.2.1 Vita nominale

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I del DM 17/01/2018.

Le verifiche del presente progetto sono state svolte assumendo un valore della vita nominale pari a **$V_N = 50$ anni**.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

7.2.2 Classe d'uso

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le NTC 2018 definiscono le costruzioni secondo le seguenti classi d'uso:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche in riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5/11/01, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico.

Considerata la destinazione d'uso che avrà l'edificio, ai sensi delle NTC2018 la classe d'uso dell'edificio è la **Classe III**.

7.2.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Con riferimento al punto 2.4.3 del D.M. 17.01.2018, le azioni sismiche agenti sulla costruzione, sono state valutate in relazione al periodo di riferimento V_R che si è ricavato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove:

V_N , Vita nominale di progetto assunta pari a 50 anni, ai sensi della Tabella 2.4.I, relativa a costruzioni con livelli di prestazione elevati;

C_U , Coefficiente d'uso assunto pari a 1,5, ai sensi della Tabella 2.4.II, relativo a edifici di tipo strategico ricadenti nella classe d'uso II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Le azioni sismiche agenti sulla costruzione saranno quindi riferite ad un **periodo di riferimento V_R pari a:**

$$V_R = 50 \cdot 1,5 = 75 \text{ anni}$$

7.2.4 Categoria del sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale è stato valutato facendo riferimento ad un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s .

Con riferimento, alla tabella 3.2.II del D.M. 17.01.2018, ai risultati dell'indagine sismica attiva con metodologia MASW eseguita nell'area oggetto di studio dalla Ditta Geo Project s.r.l, e ai contenuti della relazione geologica redatta dal Geol. Salvatore Andolina, il sottosuolo in oggetto è classificato nella **Categoria B**.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più condotti con spessore massimo pari a 2 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Con riferimento alla tabella 3.2.III del D.M. 17.01.2018, trattandosi di pendio con inclinazione inferiore a 15° , dal punto di vista delle condizioni topografiche, l'area oggetto di intervento appartiene alla **Categoria T1**.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

7.2.5 Classificazione sismica dell'area

La nuova normativa di riferimento per la classificazione del territorio nazionale dal punto di vista della pericolosità sismica è l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3519 del 28/04/2006 che ha introdotto specifici intervalli dell'accelerazione di riferimento (a_g =accelerazione orizzontale massima su suolo rigido e pianeggiante) con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni. Sotto questo aspetto il territorio nazionale è stato classificato in **4 zone sismiche**, in relazione ad intervalli di accelerazione **a_g** .

ZONA SISMICA	Accelerazione (a_g) con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni
1	$a_g > 0,25$
2	$0,15 < a_g \leq 0,25$
3	$0,05 < a_g \leq 0,15$
4	$a_g \leq 0,05$

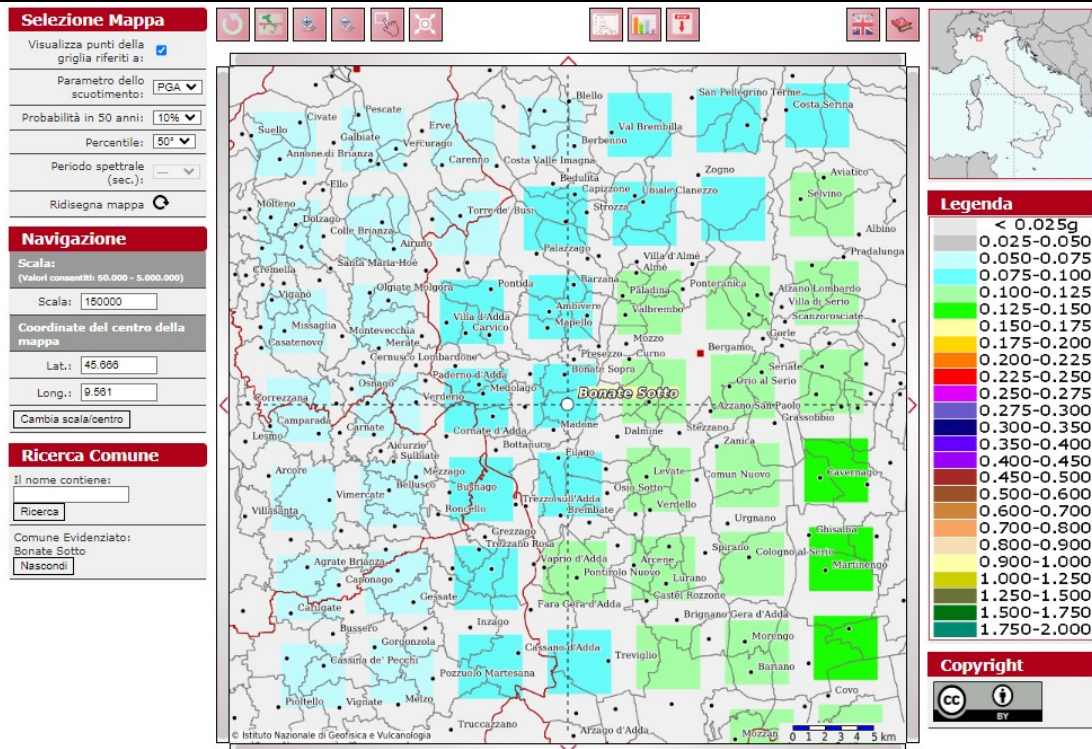
Con riferimento al suddetto O.P.C.M. n.3519/2006, alla Delibera della Giunta Regionale della Sicilia n. 408 del 19/12/2003 e al valore di a_g (con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni), nel prosieguo rappresentato, il comune di **Bonate Sotto** rientra nella **zona sismica 3**.

Di seguito si riportano le mappe interattive di pericolosità sismica di base per il comune di **Bonate Sotto**; queste sono state ottenute a partire dalla procedura di sistema disponibile sul sito INGV: <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>. Il sistema consente di visualizzare e interrogare le mappe probabilistiche della pericolosità sismica del territorio nazionale, espressa con diversi parametri dello scuotimento su una griglia regolare a passo 0.05° . Le mappe riportano due parametri dello scuotimento:

- $a(g)$ (accelerazione orizzontale massima del suolo, come definita dall'OPCM 3519/2006, corrispondente a quella che in ambito internazionale viene chiamata PGA);
- $Se(T)$ (Spettro di risposta Elastico in funzione del periodo T , in accelerazione);

l'unità di misura è g , vale a dire l'accelerazione di gravità, corrispondente a $9.8m/s^2$. La mappa in $a(g)$ è calcolata una per probabilità di superamento in 50 anni pari al 10% corrispondente allo SLV. Per la stima è stata utilizzata la distribuzione del 50 percentile (mappa mediana, che è la mappa di riferimento per ogni probabilità di superamento).

**"ADEGUAMENTO/MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA RSD (RESIDENZA SANITARIA DISABILI) EDIFICIO 5
E DEL CDD (CENTRO DIURNO DISABILI) EDIFICIO 4,
PRESSO IL COMPLESSO "MONSIGNOR BERNAREGGI" A BONATE SOTTO"
RELAZIONE SULLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – EDIFICIO 4**



Fonte: <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>

I valori sopra riportati, ognuno dei quali riferiti ai quattro stati limite considerati (SLO, SLD, SLV, SLC) sono stati implementati nel software di calcolo Sismicad, utilizzato per l'esecuzione delle verifiche dell'edificio esistente, e sono riassunti nella seguente tabella:

Tipo di costruzione

2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

Vn

Default (50)

Classe d'uso

III

Località: Bergamo, Bonate Sotto, Crotti

Latitudine ED50 45,6668° (45° 40' 0")

Longitudine ED50 9,5523° (9° 33' 8")

Altitudine s.l.m. 215,86 m

Dettagli...

Vr

Default (75)

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	45	Default (0,0326)	Default (2,485)	Default (0,207)
SLD	Default (63)	75	Default (0,0413)	Default (2,502)	Default (0,223)
SLV	Default (10)	712	Default (0,1099)	Default (2,451)	Default (0,277)
SLC	Default (5)	1462	Default (0,1429)	Default (2,474)	Default (0,285)

8. TIPO DI ANALISI SVOLTA

Il presente studio ha previsto l'esecuzione delle verifiche strutturali nei confronti sia delle azioni sismiche che non sismiche. Di seguito vengono descritti i metodi di analisi adottati nel presente studio.

8.1 Verifiche nei confronti delle azioni non sismiche

Le verifiche degli elementi in c.a. (nella condizione ante e post-intervento) e dei maschi in muratura (soltanto nella condizione post-intervento), sono state condotte col metodo degli stati limite in accordo al D.M. 17/01/18.

I pilastri sono stati verificati a pressoflessione e taglio; le travi sono state verificate a flessione e taglio; i maschi in muratura sono stati verificati a pressoflessione e taglio.

Pilastrate in c.a. – Verifica allo stato limite ultimo per pressoflessione

In accordo al punto 4.1.2.1.2 delle NTC 2018, si è valutato il momento resistente ultimo di una sezione in calcestruzzo armato introducendo le seguenti ipotesi:

- le sezioni rimangono piane;
- la deformazione di un'armatura aderente ordinaria, sia tesa che compressa, è la stessa del calcestruzzo circostante;
- la resistenza a trazione del calcestruzzo viene ignorata.

Per la valutazione dei momenti flettenti si è tenuto sempre in considerazione un difetto di rettilineità pari ad $h/300$ dove h è l'altezza della pilastrata secondo quanto riportato nel punto 4.1.2.3.9.3 delle NTC 2018.

Pilastrate in c.a. – Verifica allo stato limite ultimo per taglio

In accordo al punto 4.1.2.3.5 delle NTC 2018 si distingue il caso di presenza o di assenza di armature a taglio.

In caso di assenza di armature a taglio la verifica si esprime in $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ con:

- V_{Ed} sforzo di taglio derivante dalla analisi;
- $V_{Rd,c}$ valore di progetto della resistenza a taglio in assenza di armature a taglio (formula 4.1.23).

La valutazione di V_{Rd} è stata effettuata con riferimento all'armatura longitudinale tesa ancorata oltre la possibile fessura a taglio. L'armatura tesa che si è valutata è quella conseguente al momento flettente nella combinazione che produce V_{Ed} .

Per la verifica in presenza di armature a taglio si è considerato un angolo θ tra puntone compresso e asse del pilastro variabile tra i limiti $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$. L'adozione della inclinazione variabile comporta un aumento di V_{Rsd} (resistenza a taglio conseguente alle armature per il taglio) proporzionale a $\cot \theta$ (formula 4.1.27) ed una diminuzione di V_{Rcd} (formula 4.1.28) cioè del massimo taglio che può essere sopportato dall'elemento con riguardo alla rottura delle bielle compresse.

Travate in c.a. – Verifica allo stato limite ultimo per taglio

In accordo al punto 6.2 dell'Eurocodice 2 si distingue in caso di presenza o di assenza di armature a taglio.

In caso di assenza di armature a taglio la verifica si esprime in $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ con:

- V_{Ed} sforzo di taglio derivante dalla analisi;
- $V_{Rd,c}$ valore di progetto della resistenza a taglio in assenza di armature a taglio (formule 2.6.a e 2.6.b).

La valutazione di V_{Rd} è stata effettuata con riferimento all'armatura longitudinale tesa ancorata oltre la possibile fessura a taglio. L'armatura tesa che si è valutata è quella conseguente al momento flettente nella combinazione che produce V_{Ed} .

Per la verifica in presenza di armature a taglio si è considerato un angolo θ tra puntone compresso e asse della trave variabile tra i limiti $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$. L'adozione della inclinazione variabile comporta un aumento di V_{Rsd} (resistenza a taglio conseguente alle armature per il taglio) proporzionale a $\cot \theta$ (formula 6.8), un aumento dell'entità della traslazione del diagramma di momento flettente (formula 9.2) ed una diminuzione di $V_{Rd,max}$ (formula 6.9) cioè del massimo taglio che può essere sopportato dall'elemento con riguardo alla rottura delle bielle compresse.

8.2 Verifiche nei confronti delle azioni sismiche: Verifiche pushover

La valutazione della sicurezza sismica dell'edificio esistente è stata eseguita ai sensi del punto 8.7.2 del D.M. 17/01/2018, per le **strutture in c.a.** verificando sia i meccanismi duttili, controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione o di resistenza, sia i meccanismi fragili, controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

Nella condizione post-intervento, con riferimento al punto 7.8.5 del D.M. 17/01/2018, considerato che si ritiene necessario tenere conto della collaborazione delle pareti in

muratura e delle strutture in c.a. nella resistenza al sisma, tali strutture saranno verificate utilizzando i metodi di analisi non lineare statica, al fine di valutare correttamente i diversi contributi di elementi caratterizzati da rigidzze, resistenze e capacità deformative molto differenziate tra di loro.

La verifica dei meccanismi globali è stata svolta mediante un'analisi sismica statica non lineare di tipo Push-Over.

Nell'analisi non lineare, il controllo della compatibilità tra sollecitazioni e resistenze a livello di singolo elemento è eseguito nel corso dell'analisi stessa e la verifica sarà effettuata a livello globale attraverso un confronto tra la domanda di spostamento e la corrispondente capacità.

Tramite questo tipo di analisi sarà possibile valutare i livelli di sicurezza sismici delle strutture portanti esistenti. Con l'analisi non lineare, infatti, si riesce facilmente a valutare qual è la risposta della struttura in termini di differenza tra domanda di spostamento e capacità di spostamento per i diversi stati limite (SLO, SLD, SLV e SLC), valutare quindi la resistenza di ogni elemento strutturale che la compone e quali di questi elementi vanno in crisi. L'analisi Push-Over consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali da combinazione sismica ed un sistema di forze statiche orizzontali che, aumentando in maniera incrementale, facciano crescere in maniera "monotona" lo spostamento orizzontale definito da un punto di controllo della struttura (generalmente posizionato nel baricentro delle masse). Trattandosi di un'applicazione di forze statiche che vengono via via incrementate, è stata eseguita sia in direzione X che Y, e nei due versi + e -. Come specificato nella norma le verifiche sono state effettuate utilizzando due tipi di distribuzione di forze orizzontali:

- una prima distribuzione proporzionale al modo più significativo per la direzione del sisma considerata;
- una seconda distribuzione proporzionale alle masse.

Inoltre, sempre come prescritto nella norma, il calcolo Push-Over è stato eseguito considerando per ogni direzione e verso di ingresso del sisma le eccentricità aggiuntive, pari a $\pm 5\%$ della dimensione strutturale in direzione trasversale al sisma.

Gli indicatori di rischio, per ognuna delle 16 condizioni di carico considerate e per ognuno degli stati limite in esame (SLO, SLD, SLV e SLC), da prendere in considerazione sono quelli riferiti al tempo di ritorno (**IR,TR**) e all'accelerazione di aggancio normalizzata a g (**IR,PGA**) e riguardano i seguenti meccanismi di rottura:

- Superamento limite rotazione alla corda pilastrata C.A. [SLD];
- Superamento limite rotazione alla corda pilastrata C.A. [SLV];
- Rottura taglio pilastrata C.A. [SLV];
- Rottura nodo pilastrata C.A. [SLV];
- Superamento limite rotazione alla corda travata C.A. [SLD];
- Superamento limite rotazione alla corda travata C.A. [SLV];
- Superamento limite taglio travata C.A. [SLV];
- Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLO] §C7.8.1.5.4;
- Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLD] §C7.8.1.5.4;

9. DESCRIZIONE DEI MODELLI STRUTTURALI

L'analisi di tutti gli elementi strutturali che compongono l'edificio è stata condotta utilizzando un modello di calcolo ad elementi finiti che schematizza in modo aderente alla realtà, per geometria e condizioni di vincolo, tutte le strutture esistenti.

Gli elementi adottati per schematizzare i pilastri e le travi di c.a. sono di tipo "asta" monodimensionali dotati di rigidezza flessionale secondo due direzioni e rigidezza assiale, mentre gli elementi piani sono stati schematizzati con elementi shell di tipo guscio.

Gli elementi non strutturali come tamponature e tramezzi sono stati considerati nel modello con i loro rispettivi spessori secondo la loro posizione. I solai, balconi e scale sono stati considerati come strutture secondarie portate e quindi non sono modellate agli elementi finiti, ma sono state considerate le rispettive masse afferenti.

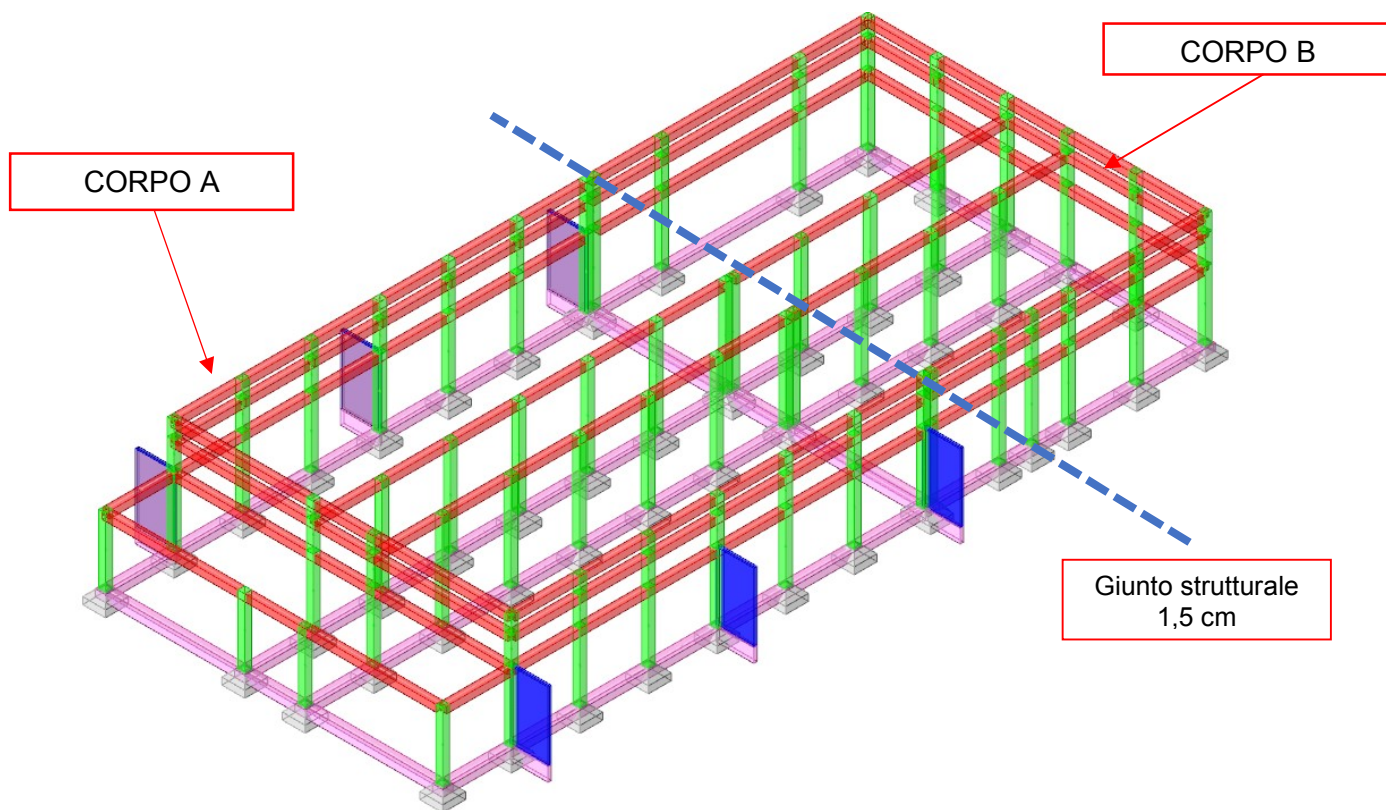
L'edificio è stato considerato bloccato alla base al fine di massimizzare le azioni dovute all'evento sismico, il programma blocca le tre traslazioni e le tre rotazioni.

I solai con cappa di completamento sono stati modellati come carichi applicati e attribuito il comportamento di piano rigido che consente di considerare l'eccentricità accidentale tra il centro delle rigidezze ed il centro delle masse come previsto dal DM 17.01.2018. I carichi dei solai sono applicati mediante superfici di carico differenziando il sovraccarico permanente ed il sovraccarico variabile; tale distribuzione di carico consente di riportare il carico direttamente sulle travi o direttamente sulle strutture portanti verticali in funzione dell'area di influenza.

L'organismo edilizio esistente, ai fini delle verifiche strutturali, è stato suddiviso in due sotto-edifici, denominati **CORPO A** e **CORPO B** (entrambi realizzati con strutture portanti

in c.a. gettate in opera), distinti e indipendenti per mezzo di giunto strutturale di ampiezza 1,5 cm.

Nella figura seguente si riporta la rappresentazione grafica 3D di input della struttura.



Vista assonometrica Sud-Est

10. VALUTAZIONE DEI LIVELLI DI SICUREZZA DELL'EDIFICIO ANTE INTERVENTO

10.1 Verifiche nei confronti delle azioni non sismiche

Di seguito si riportano i valori degli indicatori minimi di sicurezza, relativi alle verifiche alle azioni non sismiche delle strutture in c.a. nella condizione ante intervento, rappresentate nell'elaborato A.4.a – Fascicolo dei calcoli delle strutture portanti: Ante intervento – Edificio 4.

CORPO A

Rottura a taglio e pressoflessione delle pilastrate in c.a. per azioni non sismiche

Verifica	Sicurezza minima	Pressoflessione pilastri non sismica	Verifica a taglio non sismico
Pilastrata 4	1.049	1.049	6.926

Rottura a flessione e taglio delle travate in c.a. per azioni non sismiche

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione non sismica	Verifica a taglio non sismico
Trave a "Piano 1_1" 5-44	0.343	0.343	0.869

Rottura a flessione e punzonamento dei plinti in c.a. per azioni non sismiche

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione non sismica	Punzonamento non sismico
Plinto 11	1.982	8.045	1.982

CORPO B

Rottura a taglio e pressoflessione delle pilastrate in c.a. per azioni non sismiche

Verifica	Sicurezza minima	Pressoflessione pilastri non sismica	Verifica a taglio non sismico
Pilastrata 14	0.372	0.372	1.172

Rottura a flessione e taglio delle travate in c.a. per azioni non sismiche

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione non sismica	Verifica a taglio non sismico
Trave a "Piano 1" 12-15	0.134	0.134	0.346

Rottura a flessione e punzonamento dei plinti in c.a. per azioni non sismiche

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione non sismica	Punzonamento non sismico
Plinto 51	1.419	10.165	1.419

10.2 Verifica dei meccanismi globali

Di seguito si riportano i valori degli indicatori minimi di sicurezza, relativi alle verifiche dei meccanismi globali nella condizione ante intervento, rappresentate nell'elaborato A.4.a – Fascicolo dei calcoli delle strutture portanti: Ante intervento – Edificio 4.

CORPO A

Tempi di ritorno, accelerazioni al suolo ed indicatori di rischio sismico per i meccanismi di rottura

Meccanismo di rottura	Curva	TR	PGA	IR,TR	IR,PGA
Superamento limite rotazione alla corda pilastrata C.A. [SLD]	1 Gr. 1	85	0.053	1.053	1.063
Superamento limite rotazione alla corda pilastrata C.A. [SLV]	1 Gr. 1	2475	0.205	1.667	1.558
Rottura taglio pilastrata C.A. [SLV]	7 Gr. 1	775	0.136	1.035	1.034
Rottura nodo pilastrata C.A. [SLV]	1 Gr. 1	2	0.009	0.09	0.066
Superamento limite rotazione alla corda travata C.A. [SLD]	8 Gr. 2	0	0	0	0
Superamento limite rotazione alla corda travata C.A. [SLV]	1 Gr. 1	2475	0.205	1.667	1.558
Superamento limite taglio travata C.A. [SLV]	8 Gr. 2	0	0	0	0
Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLO] §C7.8.1.5.4	1 Gr. 1	75	0.049	1.233	1.26
Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLD] §C7.8.1.5.4	1 Gr. 1	85	0.053	1.053	1.063

Indicatori di rischio sismico minimi

Stato limite	IR,TR,min	IR,PGA,min
SLO	0	0
SLD	0	0
SLV	0	0

CORPO B

Tempi di ritorno, accelerazioni al suolo ed indicatori di rischio sismico per i meccanismi di rottura

Meccanismo di rottura	Curva	TR	PGA	IR,TR	IR,PGA
Superamento limite rotazione alla corda pilastrata C.A. [SLD]	1 Gr. 1	75	0.049	1	0.997
Superamento limite rotazione alla corda pilastrata C.A. [SLV]	1 Gr. 1	2475	0.205	1.667	1.558
Rottura taglio pilastrata C.A. [SLV]	1 Gr. 1	2475	0.205	1.667	1.558
Rottura nodo pilastrata C.A. [SLV]	1 Gr. 1	2	0.009	0.09	0.066
Superamento limite rotazione alla corda travata C.A. [SLD]	8 Gr. 2	0	0	0	0
Superamento limite rotazione alla corda travata C.A. [SLV]	8 Gr. 2	0	0	0	0
Superamento limite taglio travata C.A. [SLV]	8 Gr. 2	0	0	0	0
Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLO] §C7.8.1.5.4	1 Gr. 1	75	0.049	1.233	1.26
Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLD] §C7.8.1.5.4	1 Gr. 1	75	0.049	1	0.997

Indicatori di rischio sismico minimi

Stato limite	IR,TR,min	IR,PGA,min
SLO	0	0
SLD	0	0
SLV	0	0

Il valore di ζ_E , secondo quanto riportato nella Circolare n.7 del 21-01-19 al punto C8.3 corrisponde, per ogni singolo meccanismo di rottura, al valore dell'indicatore i_{Tr} definito come l'indicatore di rischio sismico in termini di periodo di ritorno, e all'indicatore i_{PGA} definito come l'indicatore di rischio sismico in termini di PGA ovvero rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dall'elemento e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto nuovo (§C8.3).

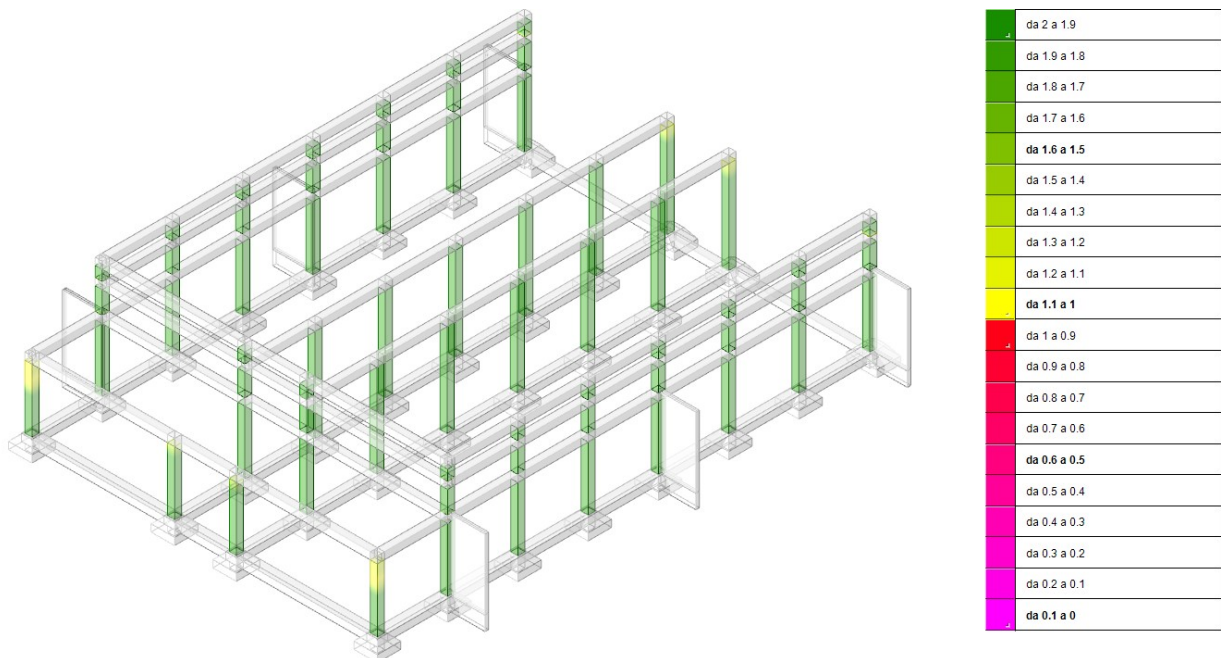
10.3 Valutazioni critiche dei risultati ottenuti, propedeutiche alla predisposizione degli interventi

L'analisi documentale, i rilievi geometrici e le indagini strutturali effettuate sull'edificio, unitamente alla valutazione del modello strutturale, attuata con il metodo degli stati limite e dell'analisi statica non lineare in accordo al D.M. 17/01/18, hanno consentito di trarre le seguenti valutazioni circa la sicurezza dell'edificio in argomento, sia dal punto di vista dell'idoneità statica, che dal punto di vista della vulnerabilità sismica delle strutture.

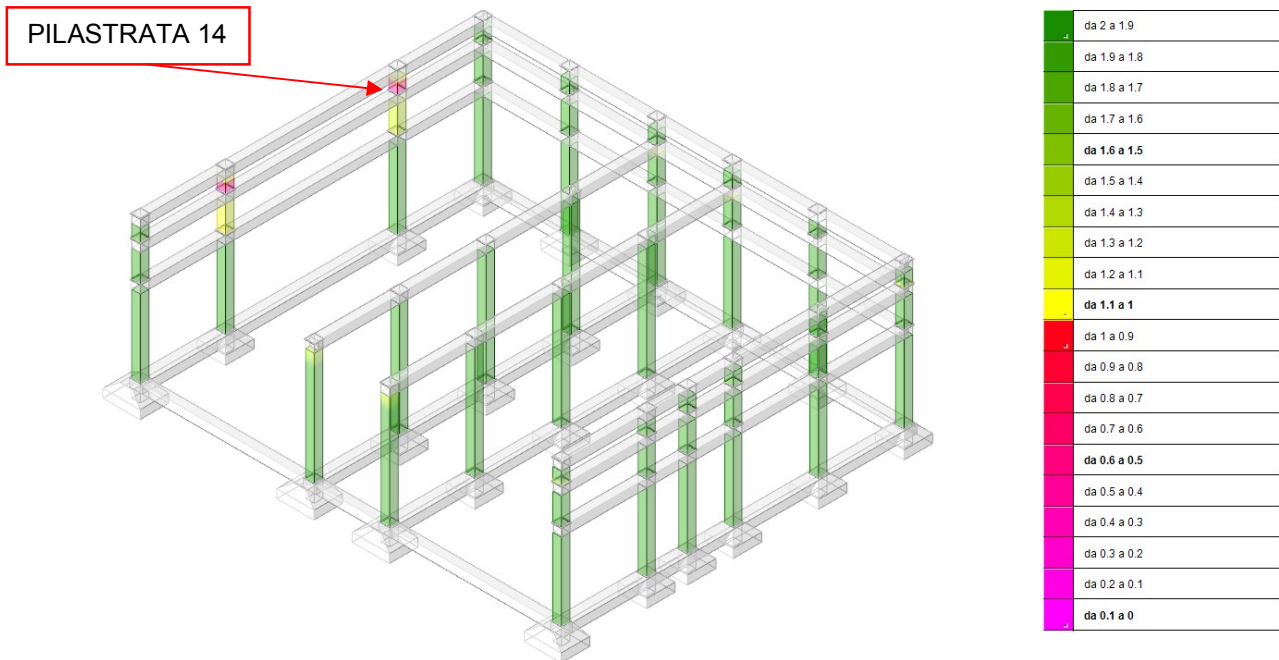
10.3.1 Verifica nei confronti delle azioni non sismiche

I risultati delle verifiche nei confronti delle azioni non sismiche delle pilastrate e delle travate in c.a. mostrano un'**inadeguatezza delle strutture** alle azioni controllate dall'uomo quali i carichi permanenti e le azioni di servizio combinate per gli stati limite ultimi secondo i criteri esposti nel punto 2.5.3 delle NTC2018.

Per quanto riguarda l'analisi strutturale dei **pilastrati in c.a.**, si osserva la totale verifica di essi nel **CORPO A** e la mancata verifica di n. 2 di essi nel **CORPO B**. In particolare, si ha un valore minimo del coefficiente di sicurezza a pressoflessione pari a 0,372 in corrispondenza della pilastrata 14:



Output grafico dei coefficienti di sicurezza delle pilastrate in c.a. – Corpo A

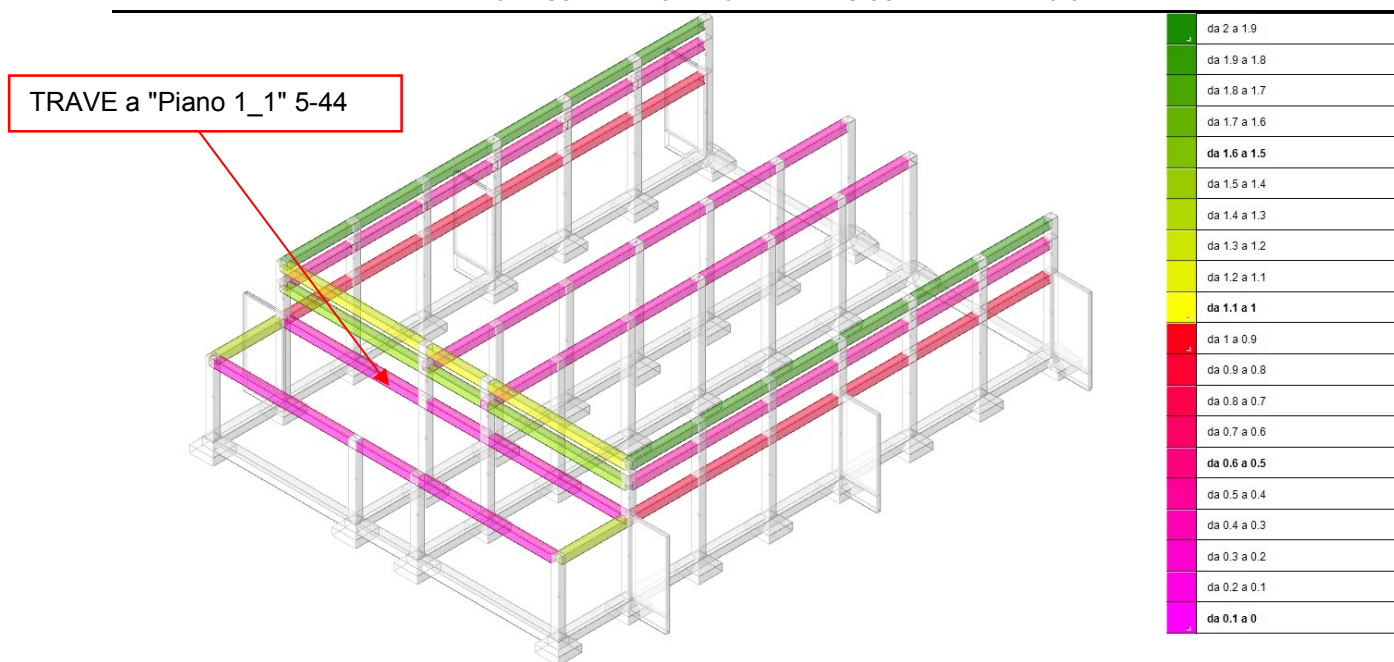


Output grafico dei coefficienti di sicurezza delle pilastrate in c.a. – Corpo B

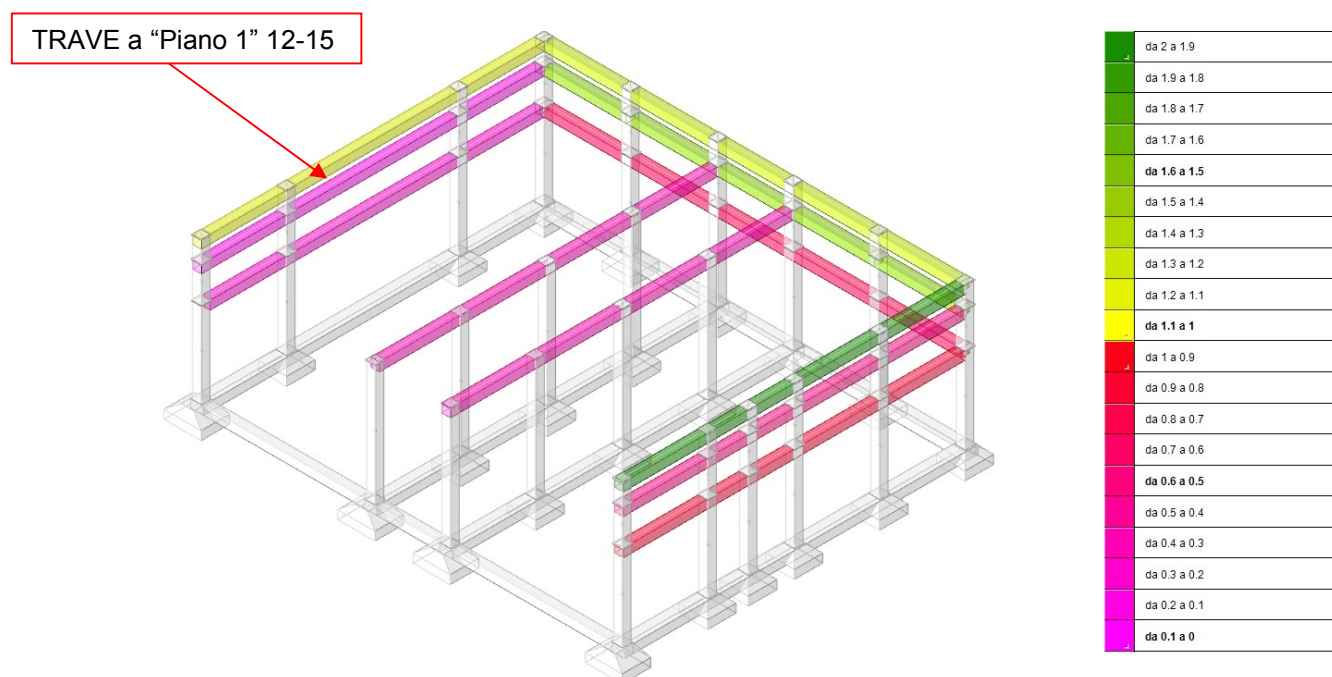
La non verifica è legata principalmente alla modesta quantità di armatura rilevata in sito, in relazione ai carichi agenti che essi devono sostenere.

Per quanto riguarda l'analisi strutturale delle **travi in c.a.**, si osserva la mancata verifica di gran parte delle travi. In particolare, si ha un valore minimo del coefficiente di sicurezza a flessione pari 0,343 e a taglio pari a 0,869 (Trave a "Piano 1_1" 5-44) per il **CORPO A** e un valore minimo del coefficiente di sicurezza a flessione pari 0,134 e a taglio pari a 0,346 (Trave a "Piano 1" 12-15) per il **CORPO B**:

"ADEGUAMENTO/MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA RSD (RESIDENZA SANITARIA DISABILI) EDIFICIO 5
 E DEL CDD (CENTRO DIURNO DISABILI) EDIFICIO 4,
 PRESSO IL COMPLESSO "MONSIGNOR BERNAREGGI" A BONATE SOTTO"
 RELAZIONE SULLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – EDIFICIO 4



Output grafico dei coefficienti di sicurezza delle travi in c.a. – CORPO A



Output grafico dei coefficienti di sicurezza delle travi in c.a. – Corpo B

Le non verifiche a flessione e a taglio delle travi sono legate principalmente all'altezza ridotta della loro sezione in relazione alla luce che gli elementi devono superare, nonché alla modesta quantità di armatura rilevata in sito, in relazione ai carichi agenti che esse devono sostenere.

Inoltre, si mette in evidenza come i coefficienti parziali di sicurezza γ_G richiesti dalle NTC2018, che vanno ad incrementare i carichi verticali permanenti sulla costruzione, contribuiscono anch'essi alla mancata verifica delle strutture per soli carichi verticali.

A conclusione delle verifiche nei confronti delle azioni **non sismiche**, si può affermare che **la struttura allo stato attuale risulta inadeguata**. Per quanto sopra esposto, in osservanza dei contenuti del punto 8.3 delle NTC2018, sarà necessario adottare provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e/o procedere ad interventi di miglioramento o adeguamento.

Con riferimento alle inadeguatezze statiche riscontrate a seguito delle verifiche strutturali, considerato che:

- dalle verifiche dello stato delle membrature strutturali esistenti, così come constatato dai rilievi eseguiti, non si evincono fenomeni di dissesto evidente e di sofferenza strutturale che mostrano la problematica statica di inadeguatezza riscontrata con le analisi strutturali;
- le inadeguatezze statiche riscontrate sono legate alla capacità delle strutture esistenti a non sopportare le azioni verticali che tengono conto dei coefficienti parziali di sicurezza imposti dalle NTC2018, che vanno ad incrementare i carichi ed a diminuire la resistenza dei materiali;
- con il presente progetto sono stati indicati gli interventi necessari al fine di risolvere le non verifiche statiche riscontrate;

questo operatore economico non ritiene necessario, vista la situazione strutturale in atto riscontrata e sopra evidenziata, limitare l'uso della costruzione e/o prospettare interventi urgenti di messa in sicurezza delle strutture nelle more della realizzazione, in tempi brevi, degli interventi strutturali previsti nel progetto.

10.3.2 Verifica nei confronti delle azioni sismiche: Verifiche pushover

La valutazione della sicurezza sismica delle strutture è stata svolta mediante un'analisi statica non lineare di tipo Push-Over al fine di individuare, a livello globale, quali sono i meccanismi di rottura della struttura esistente.

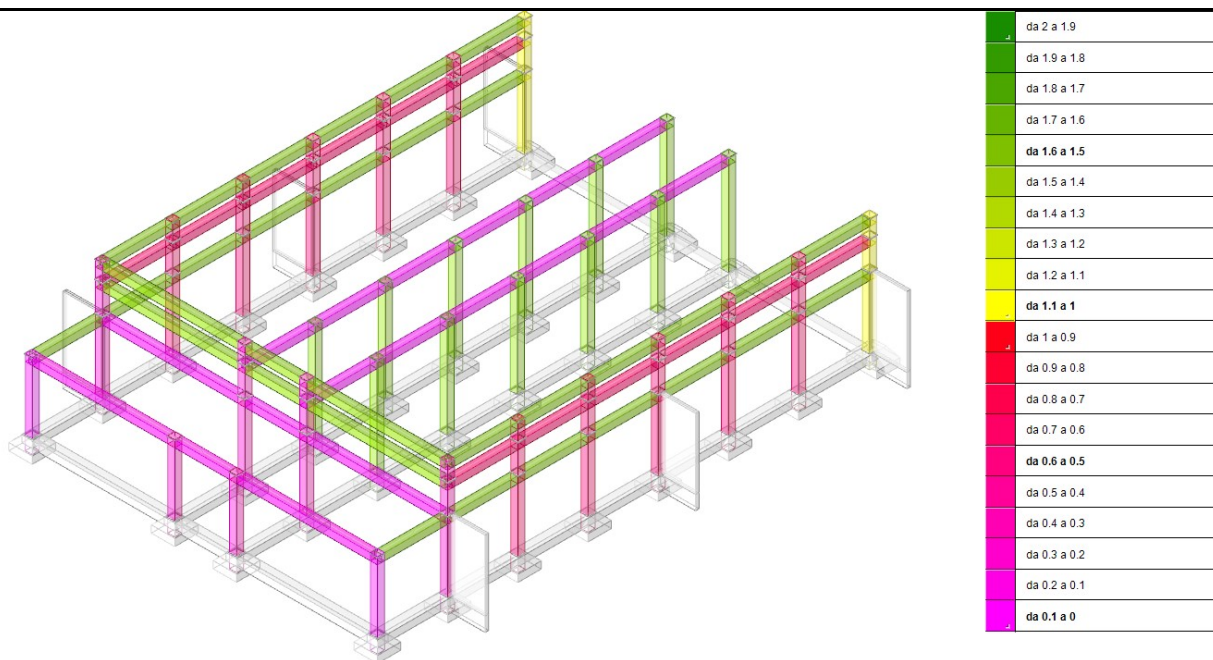
Le informazioni ricavabili dall'analisi non lineare svolta sul modello strutturale del **CORPO A** oggetto di analisi di vulnerabilità, permettono di individuare che i danni strutturali, conseguenti ad un'analisi di spinta laterale dovuta all'azione sismica, avvengono principalmente per i seguenti meccanismi di rottura:

- rottura del nodo delle pilastrate in c.a. (con valori minimi degli indicatori di rischio **iTr** e **iPGA** rispettivamente pari a 0.09 e 0.06 per lo SLV);
- superamento limite della rotazione alla corda delle travate in c.a. (con valori minimi degli indicatori di rischio **iTr** e **iPGA** entrambi pari a 0 per lo SLD);
- rottura a taglio delle travi in c.a. (con valori minimi degli indicatori di rischio **iTr** e **iPGA** entrambi pari a 0 per lo SLV).

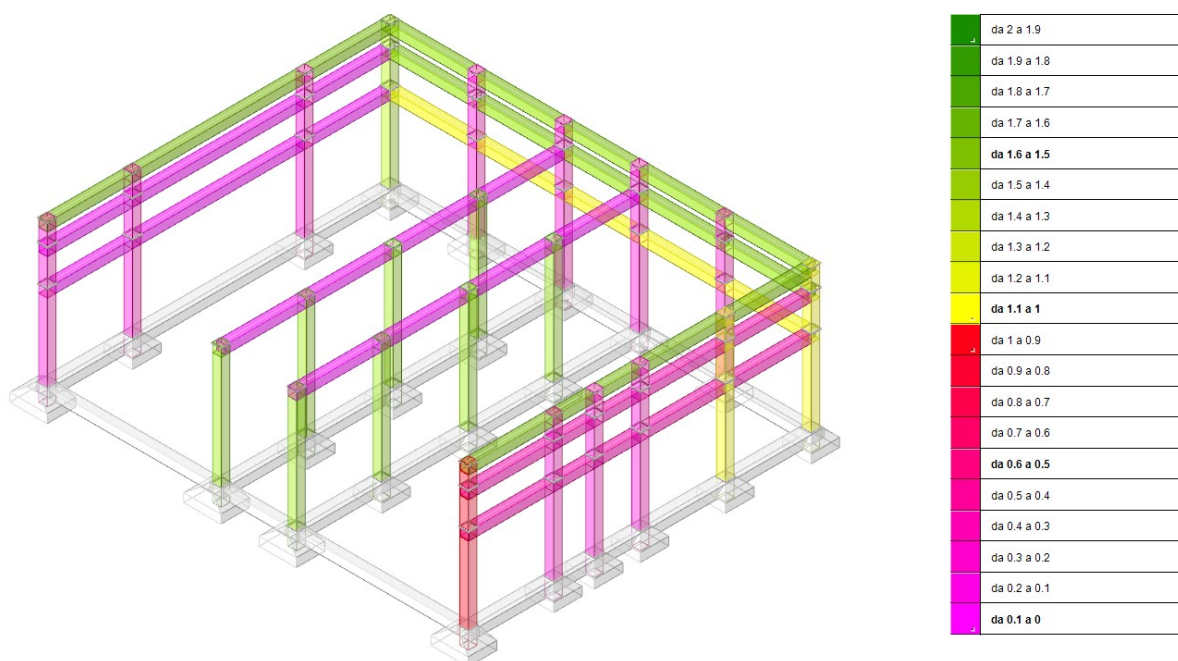
Le informazioni ricavabili dall'analisi non lineare svolta sul modello strutturale del **CORPO B** oggetto di analisi di vulnerabilità, permettono di individuare che i danni strutturali, conseguenti ad un'analisi di spinta laterale dovuta all'azione sismica, avvengono principalmente per i seguenti meccanismi di rottura:

- rottura del nodo delle pilastrate in c.a. (con valori minimi degli indicatori di rischio **iTr** e **iPGA** rispettivamente pari a 0.09 e 0.06 per lo SLV);
- superamento limite della rotazione alla corda delle travate in c.a. (con valori minimi degli indicatori di rischio **iTr** e **iPGA** entrambi pari a 0 per lo SLD e per lo SLV);
- rottura a taglio delle travi in c.a. (con valori minimi degli indicatori di rischio **iTr** e **iPGA** entrambi pari a 0 per lo SLV).

**"ADEGUAMENTO/MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA RSD (RESIDENZA SANITARIA DISABILI) EDIFICIO 5
E DEL CDD (CENTRO DIURNO DISABILI) EDIFICIO 4,
PRESSO IL COMPLESSO "MONSIGNOR BERNAREGGI" A BONATE SOTTO"
RELAZIONE SULLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA – EDIFICIO 4**



Output grafico degli indicatori di rischio dei meccanismi di rottura delle strutture in c.a. – Corpo A



Output grafico degli indicatori di rischio dei meccanismi di rottura delle strutture in c.a. – Corpo B

I suddetti indicatori di rischio ottenuti dall'analisi non lineare rivelano nel dettaglio un valore numerico del livello di sicurezza delle strutture esistenti in esame, nei confronti dei sismi di progetto per i vari stati limite indicati dalle NTC2018.

Tutti valori soprariportati, riguardano dei meccanismi di collasso fragile locali in corrispondenza dei nodi trave-pilastro e delle travi. Tali meccanismi determinano l'arresto

del calcolo degli indicatori di rischio che pertanto sono riferiti ad una situazione critica del tutto locale e non globale.

Intervenendo, dunque, mediante la risoluzione locale dei meccanismi di tipo fragile, sarà possibile incrementare la capacità globale delle strutture nei confronti delle azioni sismiche.

In conclusione, la struttura allo stato attuale risulta inadeguata a resistere alle azioni sismiche così come definite dalla vigente normativa di cui al D.M. 17/01/2018, in quanto molti elementi strutturali, entrano in crisi per meccanismi di collasso fragile, per i carichi sismici imposti dalla normativa vigente.

Le modalità di collasso della struttura sono lontane da quelle duttili legate alla formazione di un meccanismo di collasso globale, che dovrebbe coinvolgere l'intera struttura producendo deformazioni anelastiche alle estremità delle travi di tutti i piani e alla base dei soli pilastri del piano terra (meccanismo travi deboli – colonne forti). Infatti, questo tipo di collasso non è attivabile per la struttura in esame a causa delle rotture fragili di alcuni pilastri e delle travi.

Con riferimento alle inadeguatezze delle strutture a resistere alle azioni sismiche, riscontrate a seguito delle verifiche strutturali, considerato che:

- le inadeguatezze riscontrate sono legate alla capacità delle strutture esistenti a non sopportare le azioni orizzontali che tengono conto dei coefficienti parziali di sicurezza imposti dalle NTC2018, che vanno ad incrementare i carichi ed a diminuire la resistenza dei materiali;
- con il presente progetto sono stati indicati gli interventi necessari al fine di risolvere le non verifiche in condizioni sismiche riscontrate;

questo operatore economico non ritiene necessario, vista la situazione strutturale in atto riscontrata e sopra evidenziata, limitare l'uso della costruzione e/o prospettare interventi urgenti di messa in sicurezza delle strutture nelle more della realizzazione, in tempi brevi, degli interventi strutturali previsti nel progetto.

10.3.3 Verifica del giunto strutturale tra CORPO A e CORPO B

Nel presente paragrafo si riportano alcune considerazioni in merito alla valutazione della distanza limite necessaria tra le strutture del CORPO A e quelle del CORPO B al fine di evitare fenomeni di martellamento, vista la presenza di un giunto di ampiezza pari a 1,5 cm.

In particolare, con riferimento al punto 7.2.1 delle NTC2018 (distanza tra costruzioni contigue), la valutazione della distanza limite necessaria tra le strutture del CORPO A e del CORPO B è stata eseguita verificando le due condizioni di seguito riportate:

1. Spostamenti delle strutture allo SLV
2. Secondo quanto prescritto dal punto 7.2.1 delle NTC18.

In particolare, seguendo la **condizione 1**, si è considerato:

Bordo sinistro – Corpo B

Elemento: Trave C.A. livello Piano 2 fili 51-12.

Nodi di valutazione degli spostamenti: 1537, 1538

Bordo destro – Corpo A

Elemento: Trave C.A. livello Piano 2 fili 50-11

Nodi di valutazione degli spostamenti: 1535, 1536

Involuppo spostamenti SLV

Coefficiente amplificativo parte sismica degli spostamenti SLV (§ 7.3.3.3 [7.3.8]): $\mu_d = 1.5$ (Sisma X); 1.669 (Sisma Y)

Bordo sinistro

Spostamento ortogonale minimo (apertura): $\delta_{\perp \min,1} = -0.016$, nodo 1537, comb. SLV 8

Spostamento ortogonale massimo (chiusura): $\delta_{\perp \max,1} = 0.015$, nodo 1537, com. SLV 9

Bordo destro

Spostamento ortogonale minimo (apertura): $\delta_{\perp \min,2} = -0.01$, nodo 1535, comb. SLV 5

Spostamento ortogonale massimo (chiusura): $\delta_{\perp \max,2} = 0.01$, nodo 1535, comb. SLV 12

Verifica della larghezza (§ 7.2.1)

Larghezza minima richiesta, valutata con gli spostamenti ortogonali massimi SLV:
 $\delta_{\perp \max,1} + \delta_{\perp \max,2} = 0.025$

Significato dei simboli utilizzati:

Le unità di misura elencate sono in [m, daN, deg] ove non espressamente specificato.

Bordo sinistro: spostamenti dei nodi del bordo sinistro.

Nodo: indice del nodo.

Combinazione: combinazione.

δx : componente dello spostamento in direzione X globale. [m]

δy : componente dello spostamento in direzione Y globale. [m]

δL : componente dello spostamento in direzione perpendicolare al bordo. Valori positivi indicano un restringimento del giunto, negativi un allargamento. [m]

Bordo destro: spostamenti dei nodi del bordo destro.

Si riportano di seguito le tabelle degli spostamenti massimi per i nodi considerati:

Bordo sinistro					Bordo destro				
Nodo	Combinazione	δx	δy	δL	Nodo	Combinazione	δx	δy	δL
1537	SLV 1	-0.01475	0.00322	-0.00322	1535	SLV 1	-0.0271	-0.00681	-0.00681
	SLV 2	-0.01834	0.00657	-0.00657		SLV 2	-0.02433	-0.00515	-0.00515
	SLV 3	-0.01699	0.01039	-0.01039		SLV 3	-0.02783	-0.00174	-0.00174
	SLV 4	-0.02057	0.01374	-0.01374		SLV 4	-0.02506	-0.00008	-0.00008
	SLV 5	-0.0001	-0.01051	0.01051		SLV 5	-0.0078	-0.0103	-0.0103
	SLV 6	-0.00318	-0.00764	0.00764		SLV 6	-0.00543	-0.00887	-0.00887
	SLV 7	-0.00754	0.01337	-0.01337		SLV 7	-0.01023	0.0066	0.0066
	SLV 8	-0.01062	0.01625	-0.01625		SLV 8	-0.00786	0.00802	0.00802
	SLV 9	0.01044	-0.01533	0.01533		SLV 9	0.00784	-0.00832	-0.00832
	SLV 10	0.00736	-0.01245	0.01245		SLV 10	0.01022	-0.00689	-0.00689
	SLV 11	0.003	0.00856	-0.00856		SLV 11	0.00541	0.00858	0.00858
	SLV 12	-0.00007	0.01143	-0.01143		SLV 12	0.00778	0.01	0.01
	SLV 13	0.02039	-0.01282	0.01282		SLV 13	0.02504	-0.00021	-0.00021
	SLV 14	0.01681	-0.00947	0.00947		SLV 14	0.02781	0.00145	0.00145
	SLV 15	0.01816	-0.00565	0.00565		SLV 15	0.02432	0.00486	0.00486
	SLV 16	0.01458	-0.00231	0.00231		SLV 16	0.02708	0.00652	0.00652
1538	SLV 1	-0.01475	-0.00486	0.00486	1536	SLV 1	-0.02709	0.00159	0.00159
	SLV 2	-0.01833	-0.00703	0.00703		SLV 2	-0.02433	-0.00006	-0.00006
	SLV 3	-0.01698	-0.00106	0.00106		SLV 3	-0.02782	0.00641	0.00641
	SLV 4	-0.02056	-0.00322	0.00322		SLV 4	-0.02506	0.00476	0.00476
	SLV 5	-0.0001	-0.00642	0.00642		SLV 5	-0.00779	-0.0065	-0.0065
	SLV 6	-0.00317	-0.00828	0.00828		SLV 6	-0.00542	-0.00792	-0.00792
	SLV 7	-0.00753	0.00627	-0.00627		SLV 7	-0.01023	0.00959	0.00959
	SLV 8	-0.01061	0.00441	-0.00441		SLV 8	-0.00785	0.00818	0.00818
	SLV 9	0.01045	-0.00381	0.00381		SLV 9	0.00785	-0.0085	-0.0085
	SLV 10	0.00737	-0.00567	0.00567		SLV 10	0.01022	-0.00992	-0.00992
	SLV 11	0.00301	0.00888	-0.00888		SLV 11	0.00542	0.00759	0.00759
	SLV 12	-0.00007	0.00702	-0.00702		SLV 12	0.00779	0.00618	0.00618
	SLV 13	0.0204	0.00382	-0.00382		SLV 13	0.02505	-0.00509	-0.00509
	SLV 14	0.01682	0.00166	-0.00166		SLV 14	0.02782	-0.00674	-0.00674
	SLV 15	0.01817	0.00763	-0.00763		SLV 15	0.02432	-0.00026	-0.00026
	SLV 16	0.01458	0.00546	-0.00546		SLV 16	0.02709	-0.00191	-0.00191

Condizione 2

Il punto 7.2.1 prescrive che la distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non potrà in ogni caso essere inferiore alla distanza valutata mediante la seguente formula:

$$1/100 * H * 2Sag/g = \mathbf{0.013 \text{ m}}$$

dove:

- H = 5 (misurata dallo zero sismico = 0)
- ag/g = 0.11 (SLV)
- S = 1.2 (SLV)

Al fine di ritenere adeguata l'ampiezza del giunto esistente, si prende in considerazione il massimo valore ottenuto dalle due condizioni ovvero quella relativa alla Condizione 1, pari ad almeno **2,50 cm**.

Considerata la distanza massima reale del giunto tecnico misurata in sito pari a 1,5 cm, non si esclude, quindi, il manifestarsi di eventuali fenomeni di martellamento tra le due strutture in occasione di eventi sismici.

11. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI DI PROGETTO

Con riferimento al par. 8.4 delle NTC2018, gli interventi strutturali di progetto saranno finalizzati ad aumentare la sicurezza preesistente dell'edificio, conseguendo i livelli di sicurezza fissati nel punto 8.4.2 delle medesime norme.

Alla luce dell'inadeguatezza strutturale dell'edificio ai livelli di sicurezza richiesti dalle NTC2018, risultante dalla valutazione della sicurezza *ante-operam* illustrata nella presente relazione, è necessario programmare degli interventi strutturali di **adeguamento alle azioni non sismiche e di miglioramento alle azioni sismiche**.

Nel rispetto delle NTC2018, il progetto d'intervento dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento. A seguito degli interventi strutturali di progetto, con riferimento al punto 8.3 delle NTC2018, i coefficienti di sicurezza alle azioni non sismiche di tutti gli elementi strutturali dovranno essere maggiori o uguali al valore unitario, mentre con riferimento al punto 8.4.2 delle NTC2018, considerata la classe d'uso dell'edificio, il valore di ζ_E a seguito degli interventi di miglioramento sismico, dovrà incrementarsi di un valore comunque non minore di 0,1.

Gli interventi di miglioramento sismico previsti con il presente progetto, alcuni dei quali definiti al punto C8.7.4.2, mirano ad incrementare la resistenza sismica e la duttilità globale della struttura e a salvaguardare gli elementi strutturali soggetti a meccanismi di rottura fragile.

Visti gli importi a disposizione e viste le problematiche di cui è affetto l'immobile, gli interventi strutturali previsti al fine di risolvere le criticità fin ora esposte sono i seguenti:

- **Rinforzo delle strutture esistenti mediante l'inserimento di nuovi profili in acciaio** al fine di ridurre la luce libera delle travi in c.a. e ridurre quindi le sollecitazioni sui pilastri in c.a. esistenti;

Di seguito si descrivono nel dettaglio gli interventi strutturali previsti nel presente progetto.

11.1 Rinforzo delle strutture esistenti mediante l'inserimento di nuovi profili in acciaio

L'intervento prevede la realizzazione del rinforzo delle strutture non verificate, mediante l'inserimento di nuove strutture in carpenteria metallica, da eseguirsi in sito mediante le seguenti lavorazioni:

- realizzazione degli incassi per la collocazione delle nuove strutture e la realizzazione dei fori di ancoraggio;

- la fornitura e posa in opera di profilati in acciaio del tipo HEA200 in acciaio S275 saldati da collocare come colonne per il rinforzo di travi;
- il ripristino con malta cementizia degli incassi o l'inghisaggio, mediante fissaggio chimico, degli ancoraggi alle strutture esistenti;
- ripristino degli intonaci, compreso lo strato di finitura e della tinteggiatura interna;
- spostamento e/o ripristino di impianti tecnici presenti nell'edificio, necessari alla realizzazione delle lavorazioni.

12. VALUTAZIONE DEI LIVELLI DI SICUREZZA DELL'EDIFICIO POST INTERVENTO

12.1 Verifiche nei confronti delle azioni non sismiche

Di seguito si riportano i valori degli indicatori minimi di sicurezza, relativi alle verifiche alle azioni non sismiche delle strutture in c.a. nella condizione post-intervento, rappresentate nell'elaborato A.5.a – Fascicolo dei calcoli delle strutture portanti: Post intervento – Edificio 4.

CORPO A

Rottura a taglio e pressoflessione delle pilastrate in c.a. per azioni non sismiche

Verifica	Sicurezza minima	Pressoflessione pilastri non sismica	Verifica a taglio non sismico
Pilastrata 11	1.8	1.8	3.382

Rottura a flessione e taglio delle travate in c.a. per azioni non sismiche

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione non sismica	Verifica a taglio non sismico
Trave a "Piano 1" 5-11	1.022	1.022	1.181

Rottura a flessione e punzonamento dei plinti in c.a. per azioni non sismiche

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione non sismica	Punzonamento non sismico
Plinto 11	2.302	6.374	2.302

CORPO B

Rottura a taglio e pressoflessione delle pilastrate in c.a. per azioni non sismiche

Verifica	Sicurezza minima	Pressoflessione pilastri non sismica	Verifica a taglio non sismico
Pilastrata 14	1.742	1.742	2.691

Rottura a flessione e taglio delle travate in c.a. per azioni non sismiche

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione non sismica	Verifica a taglio non sismico
Trave a "Piano 1" 51-57	1.049	1.312	1.049

Rottura a flessione e punzonamento dei plinti in c.a. per azioni non sismiche

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione non sismica	Punzonamento non sismico
Plinto 12	1.199	7.506	1.199

12.2 Verifica dei meccanismi globali

Di seguito si riportano i valori degli indicatori minimi di sicurezza, relativi alle verifiche dei meccanismi globali nella condizione post-intervento, rappresentate nell'elaborato A.5.a – Fascicolo dei calcoli delle strutture portanti: Post intervento – Edificio 4.

CORPO A

Tempi di ritorno, accelerazioni al suolo ed indicatori di rischio sismico per i meccanismi di rottura

Meccanismo di rottura	Curva	TR	PGA	IR,TR	IR,PGA
Superamento limite rotazione alla corda pilastrata C.A. [SLD]	1 Gr. 1	111	0.06	1.174	1.211
Superamento limite rotazione alla corda pilastrata C.A. [SLV]	3 Gr. 1	2358	0.202	1.634	1.533
Rottura taglio pilastrata C.A. [SLV]	1 Gr. 1	712	0.132	1	1
Rottura nodo pilastrata C.A. [SLV]	3 Gr. 1	75	0.049	0.397	0.374
Superamento limite rotazione alla corda travata C.A. [SLD]	1 Gr. 1	445	0.109	2.075	2.21
Superamento limite rotazione alla corda travata C.A. [SLV]	3 Gr. 1	2358	0.202	1.634	1.533
Superamento limite taglio travata C.A. [SLV]	3 Gr. 1	75	0.049	0.397	0.374
Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLO] §C7.8.1.5.4	1 Gr. 1	75	0.049	1.233	1.26
Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLD] §C7.8.1.5.4	1 Gr. 1	111	0.06	1.174	1.211

Indicatori di rischio sismico minimi

Stato limite	IR,TR,min	IR,PGA,min
SLO	1.233	1.26
SLD	1	0.997
SLV	0.397	0.374

CORPO B

Tempi di ritorno, accelerazioni al suolo ed indicatori di rischio sismico per i meccanismi di rottura

Meccanismo di rottura	Curva	TR	PGA	IR,TR	IR,PGA
Superamento limite rotazione alla corda pilastrata C.A. [SLD]	2 Gr. 1	147	0.068	1.318	1.373
Superamento limite rotazione alla corda pilastrata C.A. [SLV]	6 Gr. 1	2475	0.205	1.667	1.558
Rottura taglio pilastrata C.A. [SLV]	1 Gr. 1	2475	0.205	1.667	1.558
Rottura nodo pilastrata C.A. [SLV]	3 Gr. 1	75	0.049	0.397	0.374
Superamento limite rotazione alla corda travata C.A. [SLD]	1 Gr. 1	712	0.132	2.516	2.663
Superamento limite rotazione alla corda travata C.A. [SLV]	3 Gr. 1	2475	0.205	1.667	1.558
Superamento limite taglio travata C.A. [SLV]	3 Gr. 1	75	0.049	0.397	0.374
Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLO] §C7.8.1.5.4	2 Gr. 1	75	0.049	1.233	1.26
Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLD] §C7.8.1.5.4	2 Gr. 1	147	0.068	1.318	1.373

Indicatori di rischio sismico minimi

Stato limite	IR,TR,min	IR,PGA,min
SLO	1.233	1.26
SLD	1	0.997
SLV	0.397	0.374

Il valore di ζ_E , secondo quanto riportato nella Circolare n.7 del 21-01-19 al punto C8.3 corrisponde, per ogni singolo meccanismo di rottura, al valore dell'indicatore i_{Tr} definito come l'indicatore di rischio sismico in termini di periodo di ritorno, e all'indicatore i_{PGA} definito come l'indicatore di rischio sismico in termini di PGA ovvero rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dall'elemento e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto nuovo (§C8.3).

13. CONCLUSIONI

La valutazione della sicurezza strutturale dell'edificio esistente oggetto di studio, eseguita ai sensi del punto 8.7.2 del D.M. 17/01/2018, verificando le strutture sia nei confronti delle azioni non sismiche che delle azioni sismiche, nelle condizioni ante e post operam, ha consentito di trarre le seguenti conclusioni circa il grado di sicurezza sismico delle sue strutture portanti raggiunto a seguito degli interventi di miglioramento sismico.

Per quanto riguarda la verifica delle strutture nei confronti delle **azioni non sismiche del CORPO A**, a seguito degli interventi strutturali di progetto si ha che:

- le **pilastrate in c.a.** risultano verificate sia nella condizione di ante-intervento, che nella condizione di post-intervento;
- il coefficiente di sicurezza minimo del meccanismo di rottura a **taglio e flessione delle travi in c.a.** passa da un valore pari a 0,343 nella condizione di ante-intervento, a un valore pari a 1,022 nella condizione di post-intervento;

In accordo al punto 8.3 delle NTC 2018 e al relativo punto C8.3 della Circolare, gli interventi strutturali di progetto adottati hanno consentito di raggiungere i livelli di sicurezza richiesti dalle NTC e il completo soddisfacimento delle verifiche strutturali alle azioni non sismiche.

Per quanto riguarda la verifica delle strutture nei confronti delle **azioni non sismiche del CORPO B**, a seguito degli interventi strutturali di progetto si ha che:

- il coefficiente di sicurezza minimo del meccanismo di rottura a **taglio e pressoflessione delle pilastrate in c.a.** passa da un valore pari a 0,372 nella condizione di ante-intervento, a un valore pari a 1,742 nella condizione di post-intervento;
- il coefficiente di sicurezza minimo del meccanismo di rottura a **taglio e flessione delle travi in c.a.** passa da un valore pari a 0,134 nella condizione di ante-intervento, a un valore pari a 1,049 nella condizione di post-intervento;

In accordo al punto 8.3 delle NTC 2018 e al relativo punto C8.3 della Circolare, gli interventi strutturali di progetto adottati hanno consentito di raggiungere i livelli di sicurezza richiesti dalle NTC e il completo soddisfacimento delle verifiche strutturali alle azioni non sismiche.

Per quanto riguarda la verifica delle strutture nei confronti delle **azioni sismiche del CORPO A**, per lo SLV, a seguito degli interventi strutturali di progetto si ha in particolare che:

- per il meccanismo di rottura dei **nodi delle pilastrate in c.a.** gli indicatori minimi **IR,TR** e **IR,PGA** passano da valori rispettivamente pari a 0.09 e 0.066 nella condizione di ante-intervento, a valori rispettivamente pari a 0,397 e 0,374, nella condizione di post-intervento;
- per il meccanismo di **superamento limite taglio delle travate in c.a.** gli indicatori minimi **IR,TR** e **IR,PGA** passano da valori rispettivamente pari a 0.00 e 0.00 nella condizione di ante-intervento, a valori rispettivamente pari a 0,397 e 0,374, nella condizione di post-intervento;

Per quanto riguarda la verifica delle strutture nei confronti delle **azioni sismiche del CORPO B**, per lo SLV, a seguito degli interventi strutturali di progetto si ha in particolare che:

- per il meccanismo di rottura dei **nodi delle pilastrate in c.a.** gli indicatori minimi **IR,TR** e **IR,PGA** passano da valori rispettivamente pari a 0.09 e 0.066 nella condizione di ante-intervento, a valori rispettivamente pari a 0,397 e 0,374, nella condizione di post-intervento;
- per il meccanismo di **superamento limite rotazione alla corda travate in c.a.** gli indicatori minimi **IR,TR** e **IR,PGA** passano da valori rispettivamente pari a 0.00 e 0.00 nella condizione di ante-intervento, a valori rispettivamente pari a 1.667 e 1.558, nella condizione di post-intervento;
- per il meccanismo di **superamento limite taglio delle travate in c.a.** gli indicatori minimi **IR,TR** e **IR,PGA** passano da valori rispettivamente pari a 0.00 e 0.00 nella condizione di ante-intervento, a valori rispettivamente pari a 0,397 e 0,374, nella condizione di post-intervento;

A seguito degli interventi di miglioramento sismico, i valori dei suddetti indicatori minimi di rischio, corrispondenti all'indicatore di rischio ζ_E definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione, si sono incrementati di un valore comunque pari a 0,1 rispetto alla condizione ante – intervento.

Con riferimento ai contenuti del punto 8.4.2 delle NTC 2018, si conclude che le verifiche di sicurezza strutturali necessarie per l'intervento di miglioramento sismico possono considerarsi soddisfatte.

Tuttavia, si mette in luce l'esigenza di adeguare il giunto sismico esistente al fine di evitare fenomeni di martellamento.