



**AGENZIA DEL DEMANIO**  
**DIREZIONE REGIONALE CALABRIA**  
SERVIZI TECNICI

RIFUNZIONALIZZAZIONE IMMOBILE DEMANIALE  
"EX CASERMA DUCA D'AOSTA" PER NUOVO POLO MEF  
SITO IN REGGIO CALABRIA (RC)  
SCHEDA RCD0026

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA

Perizia tecnica strutturale giurata di  
valutazione della vulnerabilità sismica

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO



ING. SALVATORE CONCETTINO

IL TECNICO ISTRUTTORE



ING. ALESSANDRA LEGATO

CODICE ELABORATO  
R02

SCALA

PROTOCOLLO E DATA  
2019/4993 /DRCAL/STE del 14 / 03/2019



**PERIZIA TECNICA STRUTTURALE GIURATA DI VALUTAZIONE  
DELLA VULNERABILITA' SISMICA DEGLI EDIFICI UBICATI  
PRESSO IL COMPEDIO DEMANIALE DENOMINATO EX CASERMA  
DUCA D'AOSTA IN REGGIO CALABRIA (RC) – SCHEDA RCD0026,  
UBICATA TRA LA VIA REGGIO CAMPI ED IL QUARTIERE  
TRABOCCHETTO**

Il sottoscritto Dott. Ing. Massimo Morelli, nato a Macerata il 13/09/1962, Direttore tecnico della Ditta Innovations S.r.l. con sede in Corciano alla via Y.Gagarin n.69/71 loc. San Mariano, iscritto da oltre dieci anni all'Albo Professionale degli Ingegneri della Provincia di Perugia al n.A1094 dal 1991, in riferimento agli edifici di cui all'oggetto e per la precisione:

- 1. Edificio in muratura, denominato corpo C;**
- 2. Edifici gemellati in numero di due in c.a. e muratura, denominati corpi A e B;**

**DICHIARA**

**RIGUARDO IL CORPO C:** l'edificio ha forma rettangolare e risale ad un periodo compreso fra il 1913 e il 1919. La scarsa documentazione archivistica e la segretezza cui fu assoggettata in quanto costruzione militare non permette di trarre notizie circa la data esatta di fondazione, il nome del progettista e la vita dell'edificio. La vicenda costruttiva della Caserma "Duca D'Aosta" inizia nel 1912 quando il Ministero della Guerra, con un Regio Decreto datato 17 ottobre, ne autorizza l'inizio dei lavori. all'interno del quartiere Reggio Campi, nella parte alta della città, lungo l'attuale via Trabocchetto III.

Il complesso militare si compone di tre corpi di fabbrica, disposti a "C", organizzati attraverso un corpo centrale (di seguito denominato Corpo C) detto



“Corpo di Comando” e altri due edifici posti perpendicolarmente e perfettamente simmetrici (di seguito denominati Corpo A e B) che denunciano l’unitarietà con cui viene pensato l’intero progetto.

La palazzina di Comando è organizzata su due livelli e coperta con un tetto piano, è affiancata da due corpi di fabbrica, ad essa addossati, disposti su un unico livello e coperti con un tetto a doppia falda: le dimensioni in pianta sono 62,2 m \* 11,06 m.

Lo stato attuale è di parziale agibilità sia per il crollo di elementi murari che interessano diverse zone della costruzione che per l’occupazione abusiva di sue parti.

La conoscenza delle strutture oggetto di verifica è stata conseguita mediante sopralluoghi in situ ed una campagna di indagini sperimentali. La definizione dei livelli di approfondimento delle indagini è stato pianificato facendo riferimento al D.P.C.M. 09/02/2011 “Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale”, in quanto l’Ex Caserma Duca d’Aosta è sottoposta a Vincolo storico artistico e soggetta alle disposizioni del D.Lgs. 42 del 22/01/2004.

Il rilievo geometrico della struttura ha consentito di definire gli spessori dei maschi murari con la restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi. In particolare sono state rilevate nicchie, aperture e cavedi sui paramenti murari.

Le proprietà meccaniche dei materiali sono state desunte da estese indagini sui parametri meccanici dei materiali eseguite dalla Experimentations s.r.l. (Relazione 10998-ROP/17), con prove di compressione su elementi in pietra e laterizio e su provini di malta (prove Darmstad) per la caratterizzazione delle murature e con prove chimiche e penetrometriche su malta.

In particolare sono stati eseguiti n. 2 prelievi di campioni di malta per analisi chimiche di Laboratorio per la classificazione dell'impasto, caratterizzazione degli aggregati e del legante, la determinazione delle caratteristiche micromorfologiche, granulometriche, porosimetriche e la valutazione dello stato di conservazione dei campioni. Dalle analisi condotte sui due campioni analizzati risulta che la malta è costituita da sabbia naturale, silicatica, con clasti di rocce metamorfiche rappresentati da gneiss biotitici, scisti muscovitici e clasti monomineralici da essi derivanti (quarzo, K-feldspato, plagioclasio, biotite, muscovite) variamente alterati in prodotti di tipo cloritico, sericitico ed epidotico. Il quarzo presenta sempre vistosi segni di deformazione intracristallina (estinzione ondulosa). I clasti hanno forma subarrotondata e dimensioni prevalentemente comprese tra 1-2 mm (max 5 mm). La matrice legante è costituita da calcite microcristallina (da carbonatazione di calce aerea) a struttura omogenea.

Il rapporto legante/aggregato è all'incirca pari a 1/3. Nel campione non si osservano fasi secondarie riconducibili a fenomeni di alterazione/degrado. La malta si presenta poco coesa, infatti si sbriciola sotto la pressione delle dita.

Infatti dalle due analisi penetrometriche effettuate sulla malta sono stati stimati valori di resistenza alla compressione modesti pari rispettivamente a 0,75 e 0,9 N/mm<sup>2</sup> in linea con quanto ottenuto dai risultati delle quattro prove di punzonamento sui campioni di malta prelevati, per i quali il massimo valore ottenuto è di 0,7 N/mm<sup>2</sup>.

Sono stati invece ottenuti buoni valori di resistenza dalle prove di compressione su elementi lapidei (pari a 70,6 e 72,2 N/mm<sup>2</sup>) e in laterizio (31 e 20,6 N/mm<sup>2</sup>). Non è stato tuttavia possibile stimare il valore di resistenza della muratura in

mattoni in quanto il valore di resistenza a compressione del provino di malta fm non rientra nella tabella 11.10.V del D.M. 14 gennaio 2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” e della muratura in pietra in quanto la tabella 11.10.VI del D.M.14.01.2008 non riporta nessun valore quando la resistenza della pietra supera i 40 N/mm<sup>2</sup> mentre la resistenza della malta rimane inferiore ai 5 N/mm<sup>2</sup>. Per la caratterizzazione del terreno, sono state condotte estese indagini sul terreno eseguite da Experimentations s.r.l. (Relazione 10998-ROP\_GEO/17) con Indagini geognostiche dirette ed indirette tipo DPSH - MASW – HVSR, saggi geognostici e prove di laboratorio. Per la individuazione delle strutture fondali sono stati eseguiti saggi sulle fondazioni di tutti gli edifici.

Dato che, ai sensi del D.P.C.M. 09/02/2011, è stato raggiunto un fattore di confidenza FC pari a 1, il livello di conoscenza raggiunto è pari ad LC3.

Dai saggi effettuati si può asserire che la tipologia di muratura resistente è :

- Muratura in pietra irregolare: con presenza di listature in mattoni pieni al primo livello ( $f_{md} = 140$  N/cm<sup>2</sup> Resistenza di calcolo a compressione -  $t_{0d} = 2,6$  N/cm<sup>2</sup> Resistenza di calcolo a taglio);
- Muratura in mattoni pieni sia nelle pareti interne del primo livello che in tutte le murature del secondo livello ( $f_{md} = 320$  N/cm<sup>2</sup> Resistenza di calcolo a compressione -  $t_{0d} = 7,6$  N/cm<sup>2</sup> Resistenza di calcolo a taglio);.

La struttura portante dell'edificio in oggetto è stata modellata impiegando il software 3Muri, il quale opera nell'ambito dell'approccio di modellazione a telaio equivalente tridimensionale, in cui le pareti sono interconnesse da diaframmi orizzontali di piano (solai), ipotizzando un comportamento scatolare della struttura in muratura secondo cui la struttura portante, con riferimento alle azioni orizzontali e verticali, è identificata dalle pareti e dai solai, che

distribuiscono i carichi verticali sulle pareti ma agiscono anche come elementi di irrigidimento nel piano da cui dipende la distribuzione tra le varie pareti delle azioni orizzontali. Secondo la rappresentazione a telaio, ciascuna parete dell'edificio è suddivisa in elementi nei quali è concentrata la deformabilità e la non linearità della risposta – quali maschi (pannelli murari) e fasce (travi di collegamento in muratura) – collegati da porzioni rigide (nodi).

Il peso proprio degli elementi resistenti e i pesi permanenti portati dai solai sono determinati in base ai rilievi effettuati mentre le tipologie di sovraccarico accidentale dovute alle diverse destinazioni d'uso considerate sono definite dalla Norma: in particolare, l'accidentale per ambienti suscettibile di affollamento, categoria C1, è pari a 3,00 kN/mq mentre l'accidentale per coperture e sottotetti, categoria H1, è pari a 0,50 kN/mq. Si è tenuto conto del carico dovuto alla neve  $q_s$  pari a 50 kN/mq mentre le azioni sismiche sono state valutate in relazione ad un periodo di riferimento,  $V_R=200$ , ricavato moltiplicando la vita nominale ( $V_N = 100$  anni) per il coefficiente d'uso  $C_u$ , assunto pari a 2 per la classe d'uso IV, alla categoria di sottosuolo B, secondo quanto indicato dalla relazione geotecnica nonché alla classe topografica T2.

La valutazione della vulnerabilità della costruzione nei riguardi dell'azione sismica è stata effettuata tramite analisi, su modelli numerici, di tipo statico non lineare, con costruzione delle curve di capacità, dalle quali ricavare le condizioni del fabbricato in corrispondenza dello spostamento di domanda determinato secondo le indicazioni del D.M. 14/01/2008.

Data la classe d'uso IV, la valutazione della sicurezza è stata eseguita con riferimento allo Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita oltre ad una verifica ai soli carichi verticali in combinazione fondamentale.

Alcune delle verifiche di rapporto tra Carico assiale di Capacità e carico assiale di Domanda per i carichi verticali in stato limite ultimo non risultano soddisfatte, come peraltro accade anche per le verifiche locali cinematiche ed in particolare modo per la verifica di ribaltamento della parete, per il quale l'indicatore di rischio sismico minimo, calcolato come rapporto tra i valori di PGA di capacità e domanda per tale meccanismo risulta essere pari a 0,14 nonché per le verifiche del comportamento globale (indicatore di rischio sismico minimo pari a 0,29).

**In conclusione si può affermare che il blocco C in muratura non presenta un livello di sicurezza adeguato contro l'azione sismica espressa nei termini indicati dalla normativa vigente (D.M. 14/01/2008).**

**RIGUARDO I CORPI A e B:** gli edifici hanno forma rettangolare e simmetrica rispetto ai due assi principali e risalgono ad un periodo compreso fra il 1913 e il 1919 adibiti in origine rispettivamente ad alloggio dell'artiglieria principale e dei comandanti e casermone dormitorio per gli altri militari. Le costruzioni gemelle si sviluppano su due livelli, ovvero piano terra e piano primo con solaio piano di copertura: il solaio di calpestio del piano primo a quota +3.80 m è composto da una soletta piena in c.a. di spessore pari a 15 cm oltre a pavimento e massetto di spessore totale pari a 5 cm nonché sottostante intonaco di spessore 1 cm. Il solaio di copertura a quota +8.20 m è composto da una soletta piena in c.a. di spessore pari a 15 cm: al di sopra della soletta c'è la guaina impermeabilizzante e il massetto di spessore complessivo pari a 5 cm, mentre al di sotto c'è uno strato di intonaco di spessore 1 cm. Le rampe del corpo scala hanno una struttura portante realizzata con soletta rampante in cemento armato di larghezza pari a 125 cm e spessore pari a 15 cm, con gradini in c.a. Il pianerottolo ha una struttura portante realizzata con soletta piena di larghezza pari a 125 cm e spessore pari a 15 cm.

Le dimensioni massime in pianta di ciascuno dei due edifici, sono di circa 60,45 m \* 14,51: la struttura è mista in cemento armato e muratura composta da pareti perimetrali in blocchi cls forato di spessore pari a 40 cm e pilastri in c.a. di dimensioni 40x40 cm a tutti i livelli. Le travi principali che si sviluppano lungo la direzione trasversale sono travi ricalate di 40x60 cm e 40x45, sono inoltre presenti travate di dimensioni 20x45 cm lungo la direzione longitudinale. Le fondazioni siano costituite da travi disposte lungo gli allineamenti principali delle due strutture.

Lo stato attuale è di parziale agibilità sia per il crollo di elementi murari che interessano diverse zone della costruzione che per l'occupazione abusiva di sue parti. Si rilevano condizioni di particolare ammaloramento e danneggiamenti strutturali su entrambe le strutture sia a piano terra che a primo piano.

La conoscenza delle strutture oggetto di verifica è stata conseguita mediante sopralluoghi in situ ed una campagna di indagini sperimentali. La definizione dei livelli di approfondimento delle indagini è stato pianificato facendo riferimento al D.P.C.M. 09/02/2011 come asserito sopra.

Il rilievo geometrico della struttura, ha consentito di definire gli spessori dei maschi murari e solai e le dimensioni di pilastri, travi in c.a., con la restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi. In particolare sono state rilevate nicchie, aperture e cavedi sui paramenti murari.

L'identificazione delle specificità storiche e costruttive della struttura è stata conseguita mediante restituzione dei dettagli strutturali e delle fasi costruttive espressa con elaborati grafici che illustrano le diverse componenti dell'edificio e le relative epoche costruttive, desunte dalla documentazione storica disponibile a da indagini diagnostiche.



Le proprietà meccaniche dei materiali sono state desunte da estese indagini sui parametri meccanici dei materiali eseguite da Experimentations s.r.l. (Relazione 10998-ROP /17), con prelievi di carote in calcestruzzo e barre d'armatura ed esecuzione di prove di laboratorio per la caratterizzazione di cls e acciaio e con prove di compressione su elementi in pietra e laterizio e prove penetrometriche su malta per la caratterizzazione delle murature (prove Darmstad).

Per la caratterizzazione del terreno, sono state condotte estese indagini sul terreno eseguite da Experimentations s.r.l. (Relazione 10998-ROP\_GEO/17) con Indagini geognostiche dirette ed indirette tipo DPSH - MASW – HVSR, saggi geognostici e prove di laboratorio. Per la individuazione delle strutture fondali sono stati eseguiti saggi sulle fondazioni di tutti gli edifici.

Dato che, ai sensi del D.P.C.M. 09/02/2011, è stato raggiunto un fattore di confidenza FC pari a 1, il livello di conoscenza raggiunto è pari ad LC3.

Sulla scorta delle indagini sperimentali eseguite, il valore della resistenza a compressione del calcestruzzo per il Corpo A è pari a 25,31 MPa e per il Corpo B è pari a 24,31 MPa. I prelievi hanno determinato la presenza di acciaio liscio di valore  $f_{yd}$  pari a 334,45 MPa per il Corpo A e 309,25 MPa per il Corpo B.

Il peso proprio degli elementi resistenti e i pesi permanenti portati dai solai sono determinati in base ai rilievi effettuati mentre le tipologie di sovraccarico accidentale dovuto alle diverse destinazioni d'uso considerate sono definite dalla Norma: in particolare, l'accidentale per ambienti suscettibile di affollamento, categoria C1, è pari a 3,00 kN/mq mentre l'accidentale per coperture e sottotetti, categoria H1, è pari a 0,50 KN/mq. Si è tenuto conto del carico dovuto alla neve  $q_s$  pari a 50 dN/mq mentre le azioni sismiche sono state valutate in relazione ad un periodo di riferimento,  $V_R=200$ , ricavato moltiplicando la vita nominale (VN

= 100 anni) per il coefficiente d'uso  $C_u$ , assunto pari a 2 per la classe d'uso IV, alla categoria di sottosuolo B, secondo quanto indicato dalla relazione geotecnica nonché alla classe topografica T2.

Per la definizione dell'armatura presente negli elementi resistenti delle travi della struttura in calcestruzzo armato, si è proceduto con un progetto simulato considerando il periodo di progettazione dell'edificio, per cui si è fatto riferimento al R.D. n.193 del 18/04/1909 ed al D.L. n.1526 del 1916, nonché al D.M. 10/01/1907 per identificare i materiali da considerare. L'azione sismica era schematizzata mediante forze orizzontali e verticali statiche essendo la zona di Reggio Calabria identificata come zona sismica (R.D. n.542 del 1909).

Il metodo prescelto per valutare lo stato di sollecitazione negli elementi componenti è quello dell'analisi lineare a sovrapposizione modale. L'analisi consiste nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale), nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei n.6 modi di vibrare individuati, nella combinazione di questi effetti.

Data la classe d'uso IV, la valutazione della sicurezza è stata eseguita con riferimento allo Stato Limite ultimo di salvaguardia della Vita e nei confronti dello Stato Limite di Operatività.

Per lo SLV è stato utilizzato un fattore di struttura  $q=2,25$ , corrispondente al valore medio del campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche. Per lo SLO è stato impiegato il valore limite di spostamento di interpiano valido per gli edifici nuovi, come indicato nella relazione.

Le verifiche sugli elementi resistenti sono state condotte tutte in termini di

resistenza sia per quanto riguarda i meccanismi di pressoflessione e flessione di pilastri e travi, sia per i meccanismi fragili quali i meccanismi a taglio di travi e pilastri. In particolare per la valutazione della resistenza a taglio degli elementi, sia travi che pilastri, si è considerata la somma del contributo della resistenza delle armature trasversali e del contributo della sezione di calcestruzzo non armato a taglio. Inoltre nella valutazione del termine di resistenza a taglio delle staffe, l'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo è stato assunto costante e di valore pari a 45°.

In base alle analisi svolte sul modello ad elementi finiti, sono stati ricavati gli indicatori di rischio sismico relativamente alle verifiche al taglio, pressoflessione o flessione semplice e dei nodi, calcolati come rapporto sia in termini di PGA che in termini di tempo di ritorno.

Desc.	Stato limite	Molt.	Comb.	PGA	PGA/PGArif	TR	(TR/TRrif)^.41
Maschio 77 "Piano 1 - Piano 2" (Corpo B)	PF	0.04	SLV 6	0.021	<b>0.038</b>	2	<b>0.06</b>
Maschio 43 "Fondazione - Piano 1" (Corpo B)	T	0.068	SLV 7	0.039	<b>0.07</b>	8	<b>0.106</b>
Maschio 78 "Piano 1 - Piano 2" (Corpo B)	PFFP	0.105	SLV 6	0.063	<b>0.113</b>	19	<b>0.151</b>

Desc.	Stato limite	Molt.	Comb.	PGA	PGA/PGArif	TR	(TR/TRrif)^.41
Trave a "Piano 1" 33-36 (Corpo B)	Taglio	0.919	SLV 10	0.514	<b>0.922</b>	1525	<b>0.914</b>
Trave a "Piano 1" 37-40 (Corpo B)	Flessione	1.024	SLV 10	0.569	<b>1.022</b>	2014	<b>1.025</b>
Pilastrata 45 (Corpo A)	Taglio	0.146	SLV 10	0.087	<b>0.156</b>	34	<b>0.192</b>
Pilastrata 48 (Corpo B)	Flessione	0.234	SLV 6	0.142	<b>0.255</b>	84	<b>0.279</b>
Pilastrata 47 (Corpo B)	Nodi	0.18	SLV 7	0.108	<b>0.195</b>	50	<b>0.225</b>

Allo SLV, gli indicatori di rischio sismico mostrano come la capacità degli elementi strutturali sia quasi sempre inferiore alla domanda per tutti gli stati limite considerati.

Riguardo lo SLO, il valore minimo degli indicatori di rischio sismico si ottiene in

corrispondenza del Corpo B, dove risulta l'indicatore di capacità inferiore alla domanda.

Infine, le verifiche in stato limite ultimo, per i soli carichi verticali, effettuate sui solai indagati, sono soddisfatte.

Si segnala la mancanza di resistenza per i pilastri in c.a. e gli elementi in muratura, mentre le travi in c.a. non presentano particolari criticità.

**In conclusione si può affermare che i blocchi A e B con struttura mista in c.a. e muratura non risultano idonei a sopportare le azioni sismiche previste dal D.M. 14-01-2008.**

San Mariano di Corciano, lì 27/10/2017

Ing. Massimo Morelli

#### ALLEGATI

- Tav.01A – Piante architettoniche e quadro fessurativo blocco A;
- Tav.02A – Piante architettoniche e quadro fessurativo blocco B;
- Tav.03A – Piante architettoniche e quadro fessurativo blocco C;
- Tav.01ST – Piante strutturali blocco A;
- Tav.02ST – Piante strutturali blocco B;
- Tav.03ST – Piante strutturali blocco C;
- Relazione tecnica di calcolo vulnerabilità sismica Corpi A e B struttura mista in c.a. e muratura;
- Relazione tecnica di calcolo vulnerabilità sismica Corpo C in muratura;
- Documentazione fotografica;
- Relazione storico critica;

- Relazione geotecnica;
- Relazione Geologica - Idrogeologica - Sismica del Dott. Geol. Franco Guglielmelli;
- Relazione Experimentations (10998-ROPA/17\_Rev.0 del 26/04/2017):  
Indagini sperimentali su materiali e strutture;
- Relazione Experimentations (10998-ROP\_GEO/17\_Rev.0 del  
22/04/2017): Indagini geognostiche.
- “Risposta alle osservazioni circa la verifica di vulnerabilità sismica”