

Comune di Bari  
Regione Puglia

**Fondazione  
Apulia Film  
Commission**



---

**Restauro e Ristrutturazione**

**del Palazzo del Mezzogiorno -**

**Padiglione 81 della Fiera del Levante -**

**per la sede della**

**APULIA FILM HOUSE**

**progetto esecutivo**

**coordinamento generale progettazione**

**progettazione esecutiva architettonica:**

**arch. Mauro Sàito**

via Cardinale M. Mimmi, n. 32 - 70124 Bari - 080.5093952 - [saitoba@maurosaito.it](mailto:saitoba@maurosaito.it)

con: arch. Rosa Giacomobello, arch. Michele Liuzzi

**progetto esecutivo strutture, interventi di miglioramento sismico,  
coordinamento della sicurezza:**

**esse ingegneria s.r.l**

corso Vittorio Emanuele II, n. 171 - 70122 Bari - 080.5210493 - [info@esseingegneria.it](mailto:info@esseingegneria.it)

**ing. Nicola Stefanelli**

**arch. Micaela Pignatelli**

con: geom. Paolo Danza, Felice Di Chito, ing. Umberto Gallo,

geom. Mauro Modugno, ing. Giada Paolotti, ing. Giuseppe Sofia

**impianti tecnologici e speciali, piano di manutenzione:**

**ing. Massimiliano Quarta**

via Cardinale M. Mimmi, n. 32 - 70124 Bari - 080.5093952 - [quartaingegneria@gmail.com](mailto:quartaingegneria@gmail.com)

con: ing. Sabrina Soffietto, ing. Roberto Sabato,

p.i. Francesco Di Pompa, ing. Nicola M. Ugenti

**consulente per la museologia e le tecnologie audiovisive:**

**ing. Raphael Mayer Aboav**

geologia: dott. geol. Antonino Greco

indagini e diagnostica: Landnet di U. Calò & C. s.n.c.

---

**responsabile unico del procedimento (Fondazione Apulia Film Commission)**

**dott. Silvio Maselli**

---

**RELAZIONE DI  
VULNERABILITÀ SISMICA  
E ALLEGATI**

**R.03B**

archivio 1111

settembre 2013

---

## INDICE

1.0	Premessa	2
2.0	Rilievo geometrico e materico	4
3.0	La campagna diagnostica	9
3.1.	Indagine combinata pacometrica ed X-scan	10
3.2.	Indagine combinata SonReb	10
3.3.	Prove di durezza superficiale di tipo LEEB	11
3.4.	Prelievo di carote e prove di carbonatazione	11
3.5.	Prove di carico sui solai	11
4.0	Indagini e verifiche strutturali	12
5.0	Analisi numeriche e loro esito	17
5.1.	Scala esterna in c.a.	25
6.0	Criticità generali e locali, con descrizione degli interventi previsti	26
7.0	Normativa di riferimento	32

## 1.0 Premessa

La presente relazione illustra gli esiti della verifica di vulnerabilità sismica relativa al progetto esecutivo per il "Restauro e ristrutturazione del Palazzo del Mezzogiorno da destinarsi a sede del Museo del Cinema (Apulia Film House) per conto della Fondazione Apulia Film Commission".

L'edificio per cui è previsto l'intervento è situato all'interno del polo fieristico denominato "Fiera del Levante", nel Comune di Bari.

Dal punto di vista strutturale, sono previste due tipologie di intervento:

- a) la prima prevede alcuni interventi finalizzati al miglioramento sismico degli elementi che compongono la struttura esistente, alla luce delle risultanze derivanti dalla verifica di vulnerabilità eseguita in conformità delle vigenti NTC 2008 e successive circolari;
- b) la seconda prevede inserimenti puntuali, tutti all'esterno, di nuovi elementi strutturali, da accostare all'edificio esistente in maniera giuntata simicamente in conformità delle citate NTC 2008 (al fine di scongiurare le possibili azioni di martellamento) ed ulteriori interventi all'esterno di natura strutturale coerenti alle previsioni alle previsioni del progetto architettonico (cavea, locali tecnici e locali deposito).

Per ulteriori dettagli circa i nuovi inserimenti strutturali si rimanda alla relazione tecnica strutturale specialistica.

In merito al punto a) lo studio è stato condotto prevedendo lo svolgimento delle attività tecniche specialistiche di seguito riportate:

- Rilievo geometrico e materico: ricognizione fotografiche e rilievo geometrico e materico dell'intero immobile;
- Restituzione degli elementi strutturali: restituzione grafica di tutti gli elementi strutturali indagati e di tutta la composizione dell'edificio, in formato cad dwg allegata alla presente;
- Diagnostica strutturale: indagini strutturali finalizzate all'acquisizione dell'adeguato livello di conoscenza dell'edificio e del relativo fattore di confidenza da applicare; raccolta e catalogazione dei report ufficiali di indagine a firma di ditta all'uopo incaricata e coordinata dai tecnici incaricati;
- Modellazione strutturale: modellazione strutturale mediante specifico software di calcolo, input dei dati meccanici-prestazionali (desumibili dai report di indagine) delle strutture componenti l'edificio;

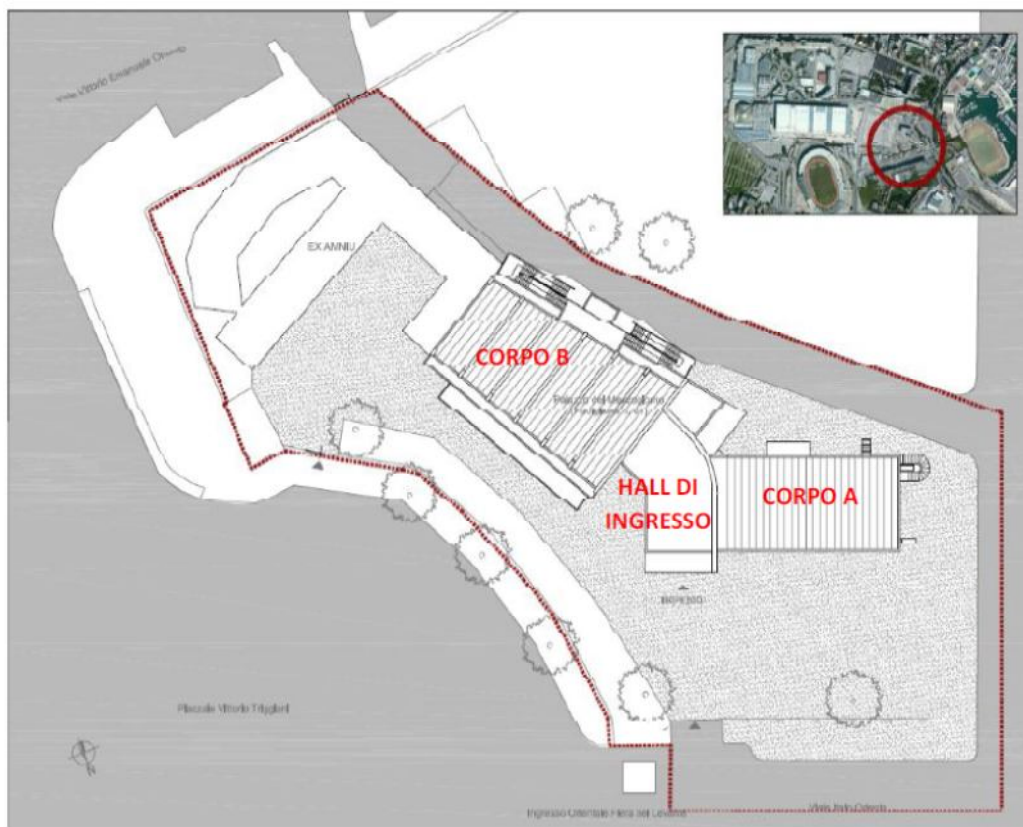
- Analisi numeriche e loro esito: analisi numerica, verifiche strutturali e report dei dati di calcolo;
- Criticità strutturali riscontrate e proposte d'intervento finalizzate al conseguimento del miglioramento sismico del complesso.

Con riferimento agli interventi previsti sulla struttura esistente vale precisare che:

1. il progetto non modifica né la destinazione d'uso degli ambienti, né prevede interventi a modifica sulle strutture portanti, né incrementa i carichi sulle predette strutture;
2. trattasi di un edificio sottoposto a tutela di vincolo ai sensi della Legge n. 1089 del 1 giugno 1939 e s.m.i. recanti la "*Tutela delle cose di interesse artistico e storico*" e del successivo D.Lgs. n. 42 del 22 gennaio 2004 (Codice dei Beni Culturali). Trattandosi di un edificio sottoposto a tutela di vincolo ai sensi della Legge n. 1089 del 1 giugno 1939 e s.m.i. recanti la "*Tutela delle cose di interesse artistico e storico*" e del successivo D.Lgs. n. 42 del 22 gennaio 2004 (Codice dei Beni Culturali) le opere dovranno, comunque, essere conformi alle linee guida in accordo con quanto prescritto dalla **Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2011**, per la Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008.
3. l'edificio rientra tra quelli aventi classe d'uso III come meglio indicato nella Delibera di Giunta Regionale Puglia n. 1214 del 31 maggio 2011 ("*Individuazione degli edifici di interesse strategico e opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile*").

## 2.0 Rilievo geometrico e materico

Dal punto di vista compositivo l'edificio in oggetto è costituito da due corpi collegati da un terzo interposto "a cerniera" che contiene gli spazi comuni ed il collegamento verticale non meccanizzato.



Planimetria generale e perimetrazione dell'area di intervento

Esso ha una struttura in calcestruzzo armato gettata in opera ed è costituita da travi e pilastri che costituiscono i cinque telai trasversali, fondati direttamente al suolo in maniera puntuale mediante plinti isolati.

Gli orizzontamenti sono costituiti da solai laterocementizi piani su 5 campate, e i pilastri che sostengono il primo impalcato hanno sezione variabile (min 0,75, max 1,28 mt x largh. 0,40 mt).

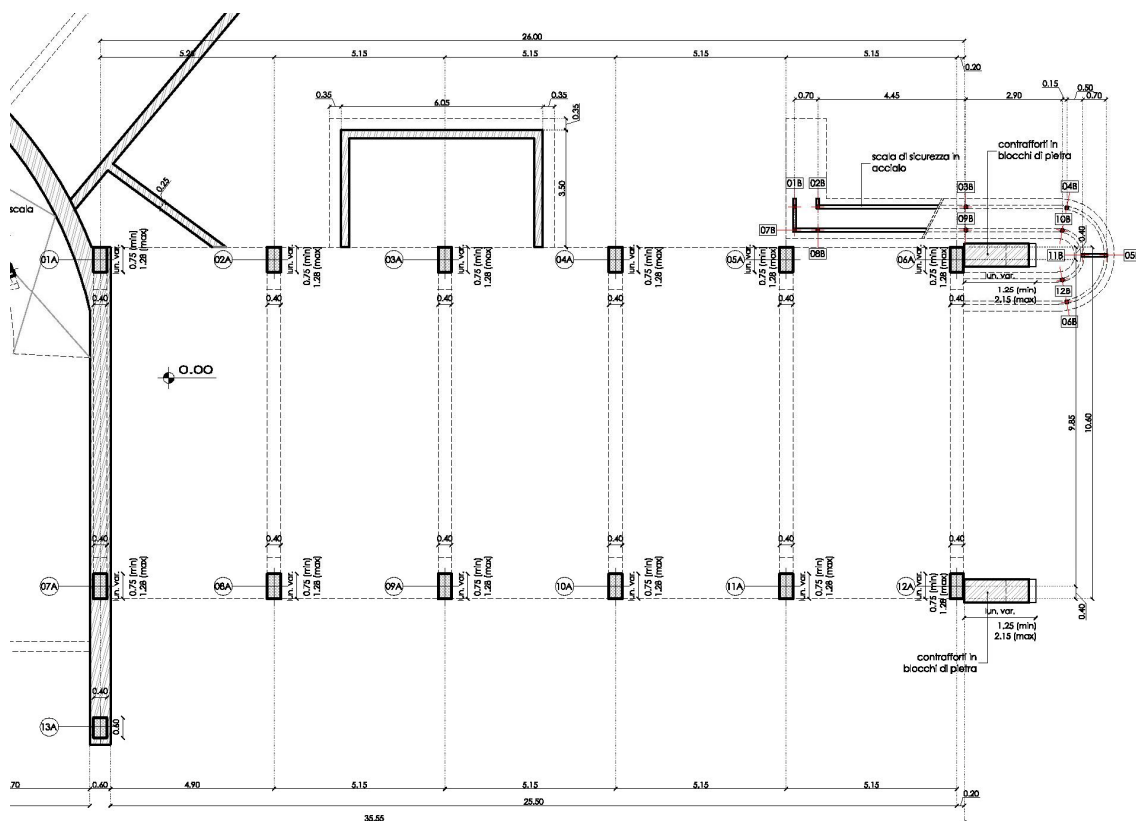
Al piano superiore gli stessi pilastri proseguono con sezione rettangolare costante (0,40 mt x 0,50 mt).

La copertura è piana e risulta accessibile mediante una scala di servizio metallica esterna.

Le tompagnature perimetrali sono costituite da blocchi di laterizio intonacati sulle due facce per uno spessore complessivo di 30 cm. L'unica apertura è costituita da una

uscita di sicurezza. A piano terra l'allineamento delle murature di tompagno segue il filo esterno dei pilastri che sostengono il primo impalcato. In corrispondenza di quest'ultimo, invece, le murature seguono l'allineamento esterno degli aggetti, avanzando di 1,55 mt rispetto alla muratura sottostante.

Il controsoffitto esistente, posto alla stessa quota dell'intradosso delle travi, è costituito da elementi intelaiati di recente esecuzione.



### Corpo A – carpenteria di rilievo

Il corpo B ha una struttura in calcestruzzo armato gettato in opera ed è costituita da travi e pilastri che costituiscono i sette telai trasversali, fondati direttamente al suolo in maniera puntuale.

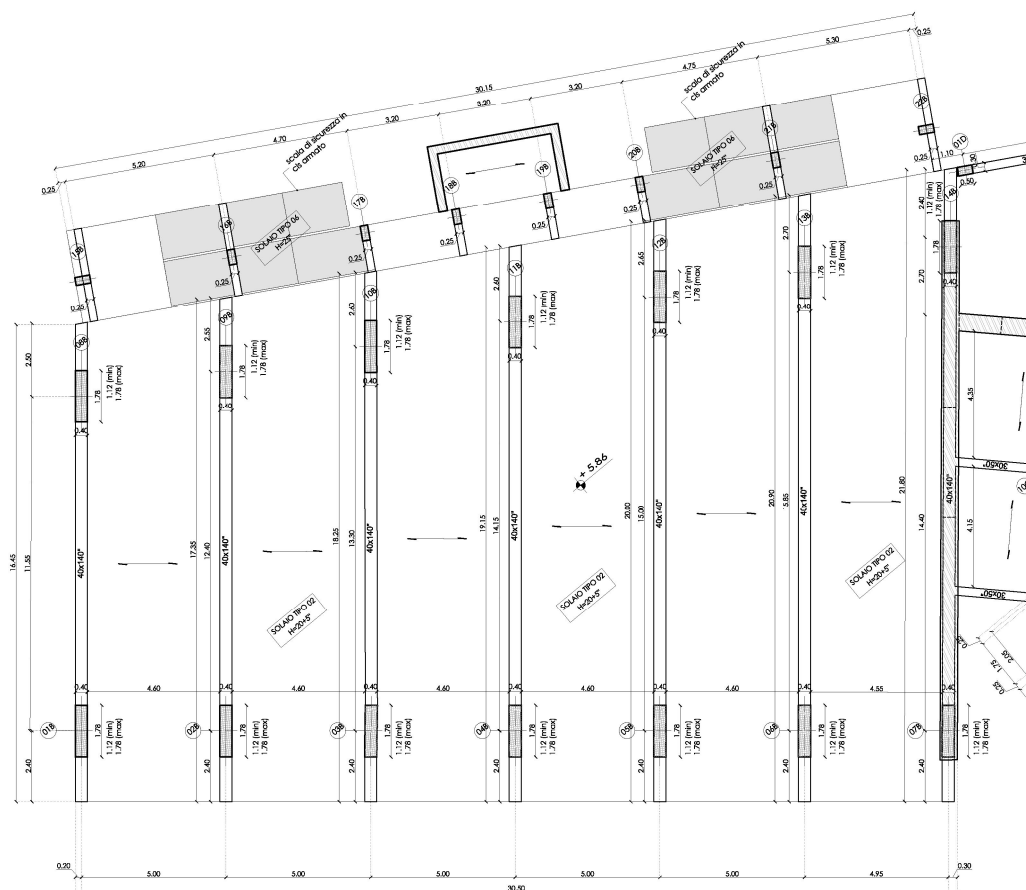
Gli orizzontamenti sono piani e sono costituiti da solai laterocementizi su 6 campate; i pilastri che sostengono il primo impalcato hanno sezione variabile (min 1,12 m, max 1,78 mt x largh. 0,40 mt) come anche le travi (min 1,75 mt, max 2,20 x largh. 0,40 m.).

Al secondo livello i pilastri hanno sezione costante (Corpo B: 0,40 mt x 1,00 mt) e le travi di collegamento superiori sono estradossate. La copertura è piana e anch'essa è

praticabile mediante la stessa scala di servizio metallica esterna.

Le murature di rompagno hanno lo spessore lordo di 30 cm e sono costituite da blocchi in laterizio intonacati sulle due facce. Il lato Nord-Est a piano terra è quasi interamente occupato dalle uscite di sicurezza della sala realizzate con una struttura in ferro addossata alla struttura principale in cemento armato; sul lato opposto, il lato Sud-Ovest, le murature di rompagno hanno lo spessore di 30 cm costituite da blocchi in laterizio intonacate sulle due facce e presentano due uscite di sicurezza.

Al piano superiore, sia sul lato Nord-Est che su quello Sud-Ovest le rompagnature sono realizzate in blocchi di laterizio fino ad un'altezza di 1,50 mt, al di sopra delle quali sono installati gli infissi fino alla quota di 3,00 mt dal calpestio del primo piano. Al di sopra di essi le rompagnature sono costituite da pannelli in c.a. prefabbricati, connessi alla struttura esistente e si sviluppano per un'altezza di 4,20 mt.

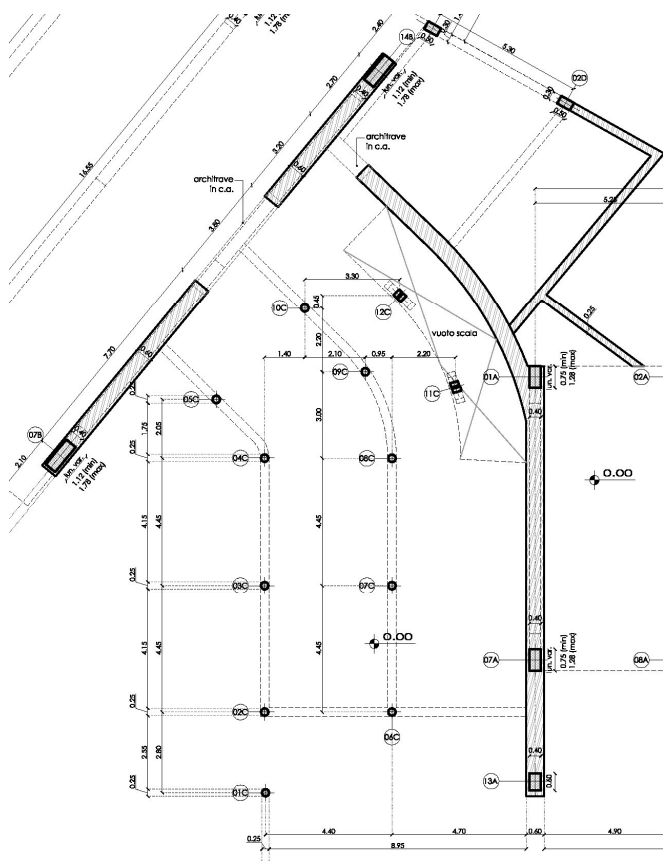


Corpo B – carpenteria di rilievo

La hall una struttura mista costituita da pilastri a sezione circolare ( $\varnothing$  25 cm) piuttosto snelli e travi alte di collegamento (30x50) che poggiano direttamente sul setto murario curvilineo di bordo.

La muratura perimetrale in pietra calcarea viene evidenziata dalla adiacente scala di collegamento, di pari sviluppo curvilineo, interrotta da due pianerottoli di riposo; la soletta rampante che configura la scala viene sorretta in parte dalla muratura portante e per la restante da una coppia di pilastri molto esili con forma "a fionda".

Caratterizza la hall d'ingresso il sistema costruttivo utilizzato per il confinamento della mensola d'ingresso (pensilina), costituita da una soletta in c.a. delle dimensioni di 9,20 x 2,70 mt, con un profilo IPE a vista sul lato lungo, poggiante da un lato su un pilastro circolare, dall'altro sulla muratura portante in conci di pietra calcarea. La parte superiore, praticabile con accesso dalla hall a primo piano, è pavimentata ma priva di balaustra di protezione.





E' sostenuta da pilastri in ferro a sezione circolare (diam. 15 cm) sui quali si impostano due profili longitudinali a sezione rettangolare (cosciali) sui quali sono saldati le pedate in lamiera bugnata pressopiegata;

- una coppia di scale in cemento armato del tipo gettato in opera, a doppia rampa con pianerottoli di riposo che servono da uscita di sicurezza per la sala a primo piano del corpo B. Sono impostate su struttura a pilastri e lo spessore delle solette armate è pari a 25 cm;

### 3.0 La campagna diagnostica

La campagna di indagini effettuata è stata finalizzata all'acquisizione di informazioni utili per la determinazione del grado di conoscenza dell'edificio, delle caratteristiche meccaniche dei materiali e del suolo di fondazione, secondo quanto prescritto dalle vigenti NTC 2008 e successiva Circolare 617/2009. degli elementi di fabbrica, sempre da relazionare ai procedimenti costruttivi.

In particolare sono state effettuare le seguenti indagini:

- 1) rilievo dimensionale strutturale e delle armature degli elementi strutturali mediante indagine combinata pacometrica ed X-scan;
- 2) indagine combinata Sonreb finalizzata alla stima della resistenza meccanica in sito;
- 3) prove di durezza superficiale di tipo LEEB finalizzate alla determinazione indiretta della resistenza meccanica dell'acciaio in sito;
- 4) prelievo di carote di conglomerato cementizio in sito e conseguente prova di carbonatazione in sito ed a compressione in laboratorio;
- 5) prove di carico su solaio in laterocemento per la determinazione del grafico carico-deformazioni dello stesso.

Per ulteriori dettagli circa la strumentazione utilizzata e l'elaborazione dei dati derivanti dalle indagine specialistiche effettuate in situ si rimanda ai report di prova della ditta di diagnostica incaricata, che costituiscono parte integrante della presente.

Il fine del programma di indagini è stato il raggiungimento del livello di conoscenza LC2, come previsto dalla norma: per il rilievo dei dettagli costruttivi la quantità e la disposizione dell'armatura deve essere verificata per almeno il 35% degli elementi e per le prove sui materiali devono essere prelevati due provini di cls per 300 mq di piano dell'edificio e due campioni di armatura per piano dell'edificio.

Come riportato nella nota esplicativa c) della Tab. C8A.1.3 (a, b), ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.

Si è scelta questa seconda modalità di indagine poiché il Palazzo del Mezzogiorno è un edificio sottoposto a tutela di vincolo ai sensi della Legge n. 1089 del 1 giugno 1939 e s.m.i. recanti la "*Tutela delle cose di interesse artistico e storico*" e del successivo D.Lgs. n. 42 del 22 gennaio 2004 (Codice dei Beni Culturali).

A completamento del quadro diagnostico, è stata effettuata una campagna di indagine geologica per la definizione della composizione stratigrafica e alla caratterizzazione del piano di fondazione riportate nella relazione geologica, allegata al presente progetto a firma del Dott. Geol. Antonino Greco.

L'area oggetto d'intervento è attualmente ricompresa nell'elenco delle località del territorio italiano dichiarato sismico dall'allegato "A" dell'OPCM 3274/2003 ("Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica") in una zona 3, caratterizzata dall'accelerazione di picco  $a_g = 0.15g$  e Classe d'uso III.

Come desunto dai dati di ingresso, la categoria del terreno di fondazione, secondo quanto previsto dal D.M. 14/09/2005, è classificabile come "A" (*"Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di  $V_{s30}$  superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m."*).

### **3.1. Indagine combinata pacometrica ed X-scan**

Sono state effettuate diverse prospezioni mediante l'utilizzo di X-scan in corrispondenza di tutti gli elementi strutturali di cui si necessitava conoscere le dimensioni strutturali e il posizionamento ed il numero delle barre d'armatura.

A tal proposito sono state effettuate in maniera combinata delle indagini magnetometriche per la ricostruzioni dei ferri di armatura degli elementi strutturali attraverso l'utilizzo di prove pacometriche.

Il pacometro consente di valutare la dimensione, la posizione e la direzione delle attraverso la determinazione dell'intensità dell'eco delle correnti parassite indotte dallo strumento sulle armature.

### **3.2. Indagine combinata SonReb**

L'indagine sclerometrica e l'indagine ad ultrasuoni sono state eseguite allo scopo di:

- stimare la resistenza a compressione del conglomerato cementizio
- valutare l'uniformità del conglomerato cementizio
- delineare le zone o aree di conglomerato di scarsa qualità o deteriorato.

Tale indagine è stata svolta prendendo in esame gli elementi che sono stati rappresentati nei report d'indagine.

Per ulteriori dettagli relativi alle indagini sclerometriche ed ultrasoniche e per i risultati delle prove effettuare su altri elementi strutturali ai vari livelli si rimanda ai report di indagine allegati alla presente.

### **3.3. Prove di durezza superficiale di tipo LEEB**

La prova di durezza LEEB è una prova non distruttiva che permette di stimare la resistenza a trazione delle barre di armatura, correlando il valore di durezza superficiale del materiale al valore di resistenza a trazione.

### **3.4. Prelievo di carote e prove di carbonatazione**

Le prove di rottura a compressione sono state effettuare in laboratorio su saggi di carota prelevati da una trave e da un pilastro del primo piano del corpo B.

I valori di tensione di rottura ottenuti variano tra i 22 e i 24 N/mm<sup>2</sup>.

Per ulteriori dettagli relativi alla valutazione della  $R_{ck}$  ottenuta dai provini cilindrici analizzati in laboratorio si rimanda ai rapporti di prove allegati alla presente.

### **3.5. Prove di carico sui solai**

La prova di carico sul solaio laterocementizio (spessore 20+5 cm) del piano primo del corpo B ha consentito di ricavare il grafico carico deformazioni dello stesso. La medesima prova è stata effettuata anche sul solaio del piano primo del corpo C.

I valori ottenuti in merito al comportamento meccanico della struttura desunti dalle indagini svolte evidenziano che, a seguito delle azioni indotte conformi alle condizioni in esercizio della struttura (5,00 KN/mq) vi è stato un comportamento deformativo tale da non evidenziare lesioni, deformazioni o dissesti significativi, che compromettano la sicurezza o la conservazione dell'opera. Per gli esiti delle prove si rimanda ai report d'indagine allegati, nei quali sono indicati i comportamenti della struttura durante l'applicazione del carico.

#### 4.0 Indagini e verifiche strutturali

La campagna diagnostica descritta ha consentito quindi di conseguire, come prescritto delle vigenti Norme Tecniche del 14 gennaio 2008, i **livelli di conoscenza** dei parametri coinvolti nel modello di calcolo, funzione degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive (geometria, dettagli costruttivi e determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali) da utilizzare come coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza del modello.

In particolare, sono stati adottati fattori di confidenza desunti dalla seguente tabella:

Tabella 4.1 – Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.

Rilievo geometrico	Rilievo materico e dei dettagli costruttivi	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
rilievo geometrico completo  $F_{C1} = 0.05$	limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi  $F_{C2} = 0.12$	parametri meccanici desunti da dati già disponibili  $F_{C3} = 0.12$	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geologici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni  $F_{C4} = 0.06$
rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi  $F_{C1} = 0$	esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi  $F_{C2} = 0.06$	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali  $F_{C3} = 0.06$	disponibilità di dati geologici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni  $F_{C4} = 0.03$
	esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi  $F_{C2} = 0$	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali  $F_{C3} = 0$	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni  $F_{C4} = 0$

In funzione dei singoli fattori di confidenza derivati dai livelli di approfondimento del "rilievo geometrico, rilievo materico e dei dettagli costruttivi, delle proprietà meccaniche dei materiali e del terreno e fondazioni" denominati  $F_{ck}$  ( $k=1,2$ ) è stato determinato il fattore di confidenza.

**E' stato adottato un livello LC2 per la valutazione della sicurezza sismica globale della costruzione**, poiché trattasi di un intervento su un edificio di tipo strategico, di l'importanza sociale.

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Livello di conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, porte, finestre, scale.	verifiche in situ	Indagini in situ limitate. Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.35
LC2	Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete.	verifiche in situ	Indagini in situ estese. Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.20
LC3	Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive: <i>caso a)</i> (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza). Resistenza: media dei risultati delle prove. Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 <i>caso b)</i> (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza). Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, questo ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). <i>caso c)</i> (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza). Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

Anche se la verifica complessiva della risposta sismica del manufatto non richiede necessariamente il ricorso ad un modello globale della costruzione (è possibile procedere a alla scomposizione della struttura in parti denominate macroelementi), la valutazione dell'incremento di sicurezza conseguito è stato determinato considerando la struttura nel suo insieme, mediante l'ausilio di software di calcolo dedicato agli elementi finiti.

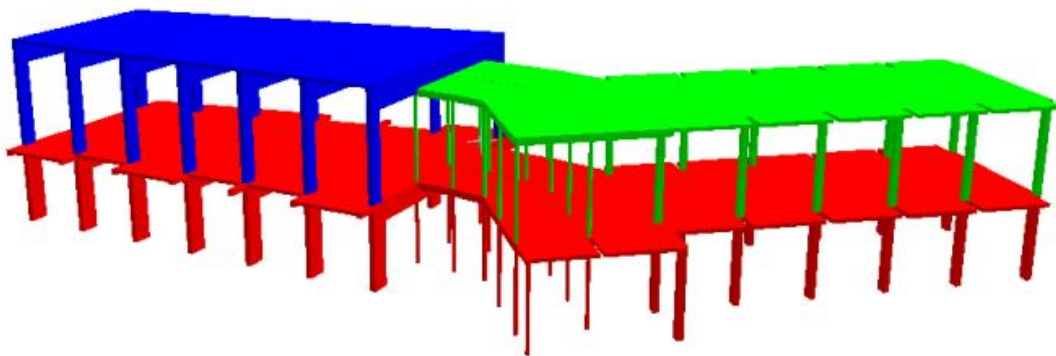
Per l'analisi dell'edificio le verifiche effettuate (analisi statica non lineare in conformità al punto 7.3.4 delle vigenti Norme Tecniche del 14 gennaio 2008 e della Circolare esplicativa) sono state eseguite nella condizione attuale valutando la vulnerabilità sismica in funzione di parametri significativi determinati in base al rapporto tra capacità e domanda ai rispettivi stati limite (*in termini di accelerazione  $PGA_{DLV}$ , e del periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_{RDLV}$* ).

Si è proceduto alla modellazione del complesso edilizio (composto dai tre blocchi A, B e hall d'ingresso), i cui risultati di PGA venivano condizionati dalla mutua interazione tra i tre corpi, orientati secondo diverse direzioni, oltre che dalla distribuzione irregolare delle masse e delle altezze.

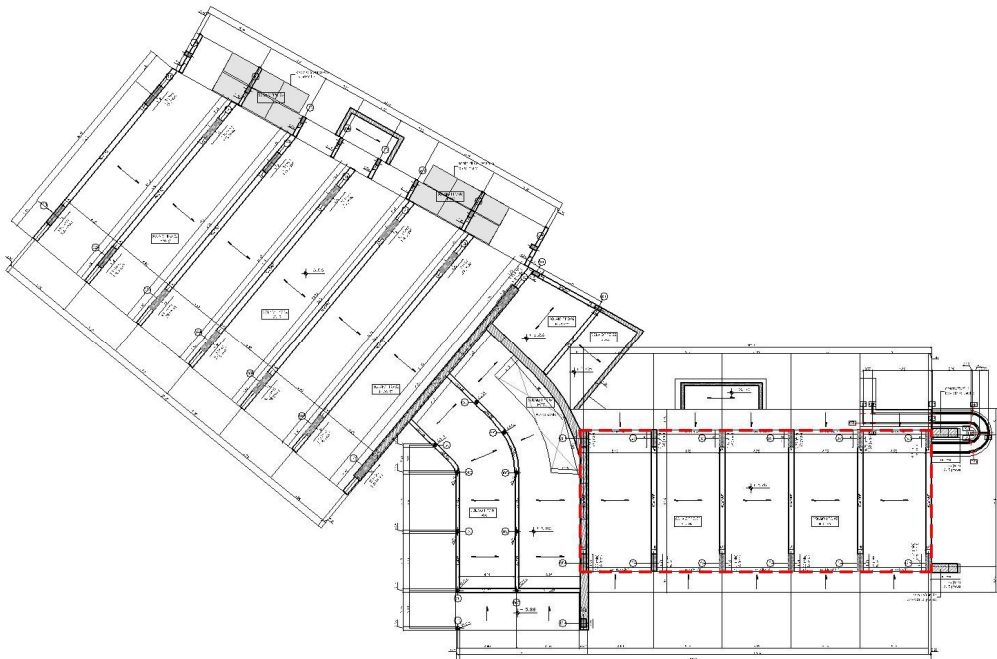
Il corpo C, elemento di cerniera, è risultato il più vulnerabile sia per la sua geometria irregolare in pianta che per l'eccessiva snellezza dei suoi elementi strutturali.

Si è quindi scelto di analizzare i tre corpi di fabbrica distintamente per comprendere il loro reale comportamento in presenza di un'azione sismica.

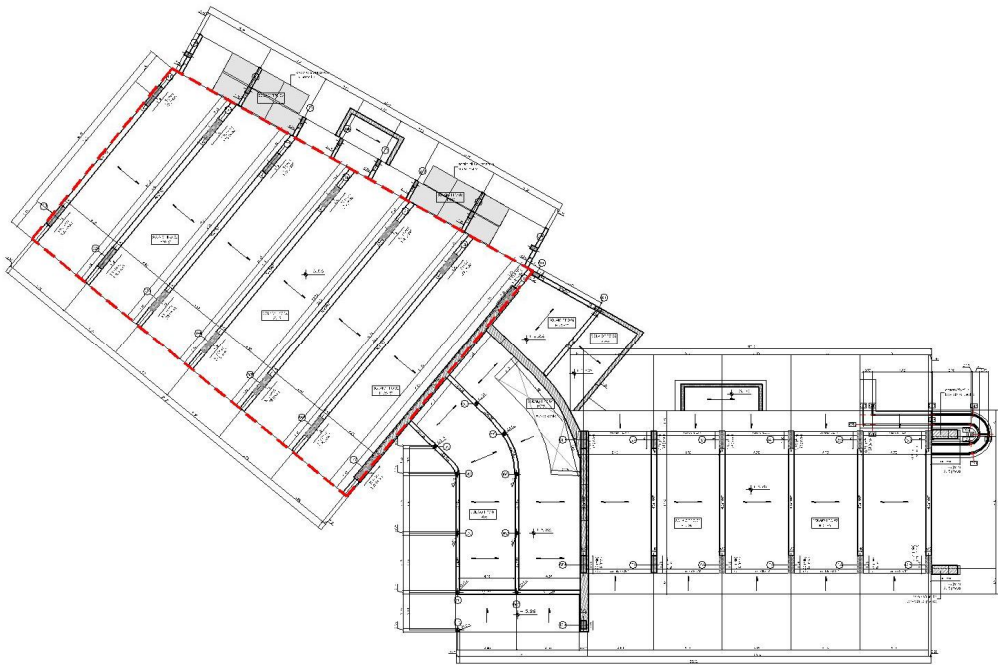
Come desumibile, i valori della PGA ottenuti per il corpo A ed il corpo B analizzati separatamente utilizzando un modello semplificato, risultano migliori rispetto a quelli della hall d'ingresso, che quindi dimostra di essere il vero elemento critico dell'intero edificio.



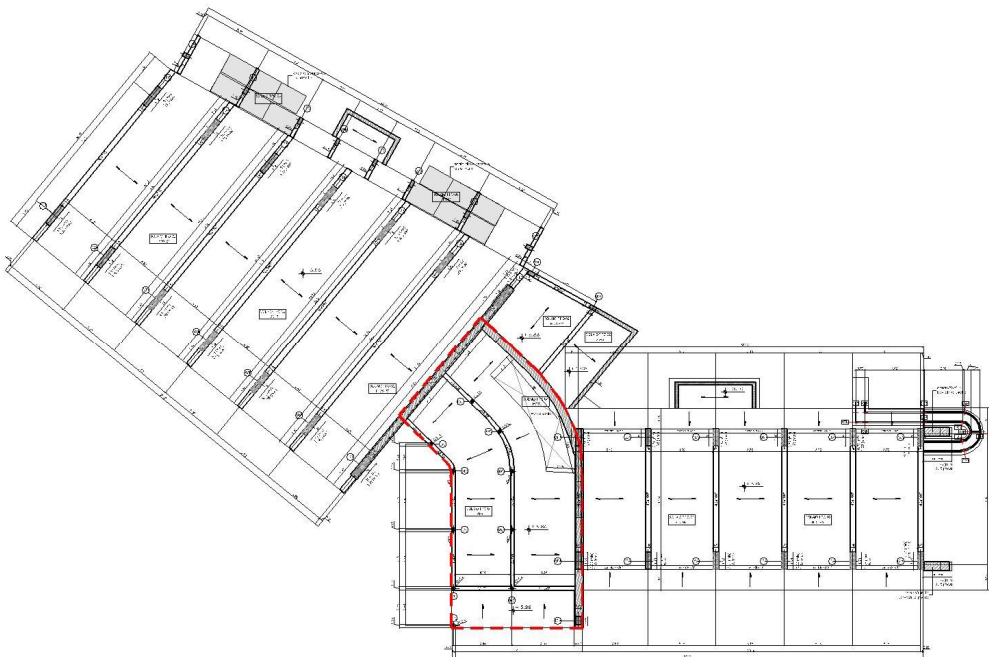
Vista assonometrica del modello di calcolo



Corpo A



Corpo B



Hall d'ingresso

Con il software utilizzato per la modellazione dell'organismo edilizio, FATAE della STACEC s.r.l. in dotazione è stato studiato "l'edificio allo stato attuale" con le



caratteristiche dei materiali e la tipologia di armatura presente in ciascun elemento strutturale, desunto dai report d'indagine.



*FaTAe - evolution calcola strutture formate da travi e pilastri, schematizzabili come aste orientate nello spazio, ed elementi shell bidimensionali tali da modellare piastre e lastre. Il calcolo viene eseguito relativamente alle condizioni di carico permanente, accidentale, stress termico e sismico con la possibilità di modellare nuove configurazioni di carico contenenti azioni concentrate ai nodi e carichi distribuiti sugli elementi. Le varie combinazioni di carico, da involuppare nel rispetto dei tipi SLU (SLV-SLC per il DM2008), SLD (ed SLO per DM2008) e SLE sono, inoltre, facilmente personalizzabili tramite opportuni coefficienti di combinazione. Il programma provvede anche alla generazione automatica di una condizione di carico relativa al sisma verticale qualora si ricada nelle prescrizioni descritte nelle varie normative. Il sisma verticale può essere, quindi, aggiunto alle combinazioni agendo sui singoli coefficienti.*

## 5.0 Analisi numeriche e loro esito

Alla luce dei risultati delle analisi diagnostiche si è proceduto alla modellazione strutturale dell'edificio, assegnando alle travi ed ai pilastri i valori delle resistenze del calcestruzzo e del ferro ricavati dalle prove sopra descritte, opportunamente corretti dal fattore di confidenza  $FC = 1,20$ .

I materiali utilizzati per la modellazione strutturale sono stati l'acciaio FeB32K in barre lisce, come rilevato dalle indagini diagnostiche, ed il calcestruzzo con classe di resistenza C16/20 (ex Rck 200,00); tale valore, più basso rispetto ai risultati ottenuti in laboratorio sui provini cilindrici, è stato scelto in maniera cautelativa.

Si è svolta dapprima una verifica di sicurezza in condizioni statiche ai soli carichi verticali in assenza di sisma condotta con l'analisi statica alle tensioni ammissibili (in quanto sarebbe stato superfluo procedere ad una verifica sismica qualora la struttura non fosse stata in grado di reggere ai carichi statici verticali) facendo riferimento al R. Decreto-Legge 16 novembre-XVIII, n. 2229 (normativa in vigore all'epoca di edificazione e della successiva sopraelevazione del 1961,

Si precisa inoltre che il Comune di Bari, all'epoca della costruzione del manufatto, non ricadeva tra i comuni dichiarati a rischio sismico; tale normativa prescriveva esclusivamente dei limiti per quanto riguarda l'armatura dei pilastri e quella trasversale delle travi.

Utilizzando i risultati ottenuti dalle prove diagnostiche relativi al numero e alla geometria dei ferri d'armatura, si è verificato che la quantità di acciaio presente negli elementi in calcestruzzo è conforme alle prescrizioni del R.D. 2229/39.

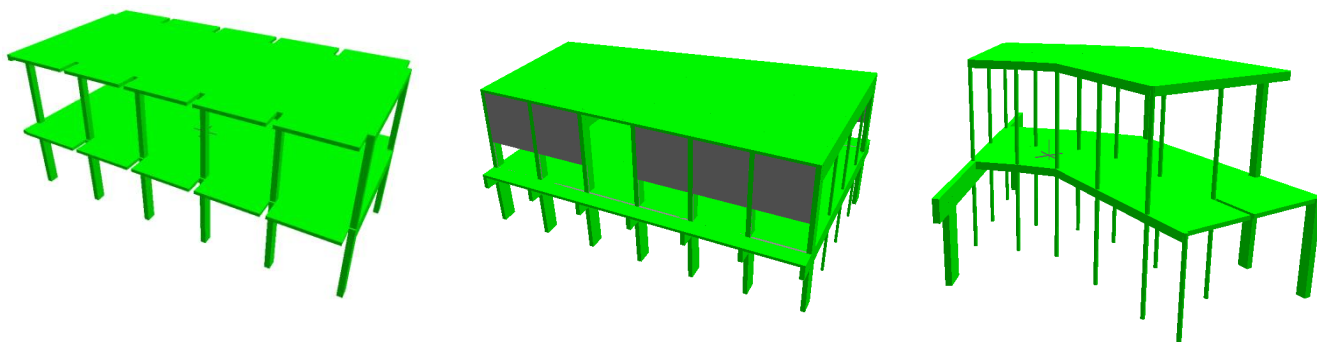
PILASTRI	
Arm. Longitudinale	$\geq 0,8\%$ Area strett. nec. fino a 2000 cmq $\geq 0,5\%$ Area strett. nec. $\geq 8000$ cmq
Arm. Trasversale	passo $\leq \min (1/2 \text{ lato minore}, 10 \varphi_{\min})$
TRAVI	
Arm. Longitudinale	-
Arm. Trasversale	50% staffe 50% ferri piegati

[R.D. 2229/39 - Prescrizioni relative al progetto di travi e pilastri in c.a.](#)

L'armatura longitudinale e quella trasversale presente nei pilastri è risultata essere conforme a quanto prescritto nella normativa del 1939, come riportato nella seguente tabella.

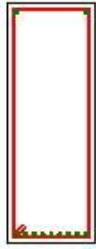
TABELLA PILASTRI							
LIMITI NORMATIVI R. D. 1939 PER GLI ELEMENTI PIU' SIGNIFICATIVI							
		ARMATURA LONGITUDINALE		ARMATURA TRASVERSALE		VERIFICA	
N. PIL.	AREA cls [cmq]	Af esistente [cmq]	Af normativa [cmq]	passo esistente [cm]	passo normativa [cm]	A. L.	A. T.
Piano terra							
5B (112X40 cm)	4480	32,66	26,88	18	min (20; 20)	SI	SI
7° (75X40 cm)	3000	24,62	23,55	18	min(20; 20)	SI	SI
8C ( $\varphi 30$ )	490,63	24,12	3,93	16	min(12,5; 16)	SI	SI
Primo piano							
5B (100X40 cm)	4000	32,66	29,00	18	min(20; 20)	SI	SI
7° (40X50 cm)	2000	20,6	16,00	18	min(20;20)	SI	SI
8C ( $\varphi 30$ )	490,63	20,1	3,93	16	min(15; 16)	SI	SI

Alla luce dei risultati di calcolo, si ritiene pertanto l'edificio idoneo a sopportare i carichi di esercizio cui è abitualmente sottoposto, senza denunciare alcun problema di stabilità in condizioni statiche. Si riportano di seguito gli esiti delle verifiche statiche degli elementi strutturali considerati più significativi dei tre blocchi che compongono il complesso edilizio, secondo le prescrizioni del D.M. 16.1.1996, con il metodo delle tensioni ammissibili.

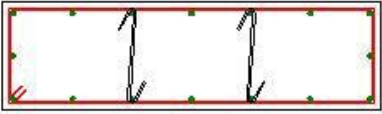



Viste assonometriche dei modelli di calcolo al D.M. 96 dei tre corpi

Pilastro CA	
	
<b>10Ø16</b>	
Testa / Mezzeria / Piede	
Ta	
✓ Flessioni Compost...	S= 1.51
✓ Direzione X	
✓ Testa	
✓ Piede	
Asn [cm²]	20.11
Cdc	3
Nsd [daN]	-71138
Msd [daNm]	8737.79
σ max CLS [daN/cm²]	41.73
σ max FE [daN/cm²]	592.91
σ amm CLS [daN/cm²]	97.50
σ amm FE [daN/cm²]	2600.00
S	2.33
✓ Direzione Y	
✓ Testa	
✓ Piede	
Asn [cm²]	20.11
Cdc	3
Nsd [daN]	-71138
Msd [daNm]	-6.33
σ max CLS [daN/cm²]	21.57
σ max FE [daN/cm²]	323.53
σ amm CLS [daN/cm²]	97.50
σ amm FE [daN/cm²]	2600.00
S	4.51
✓ Taglio	-
✓ Blocco 1	
AStaffe [cm²]	0.00
Vsdx [daN]	2.57
Vsdxz [daN]	4450.66
σ staXY [daN/cm²]	0.00
σ staXZ [daN/cm²]	0.00
σ amm [daN/cm²]	2600.00
Tau max [daN/cm²]	1.77
Tau C0 [daN/cm²]	6.00
Tau C1 [daN/cm²]	18.29
Nbr X	2
Nbr Y	2
DStaffe [cm]	23
Ltr [cm]	586
Sxy	-
Sxz	-
Esito	-

Trave CA	
	
<b>11Ø16</b>	
Inizio / Mezzeria / Fine	
Ta	
✓ Flessione composta	S= 1.00
✓ Estremo iniziale	
✓ Mezzeria	
Afsup [cm²]	4.02
Afinf [cm²]	18.10
Aftot [cm²]	22.12
Nsd [daN]	1736
MsdXZ [daNm]	42195.19
σ max CLS [daN/cm²]	65.52
σ amm CLS [daN/cm²]	97.50
σ max FE [daN/cm²]	-2468.35
σ amm FE [daN/cm²]	2600.00
S	1.05
✓ Estremo finale	
✓ Taglio	S= 1.09
✓ Blocco 1	
✓ Blocco 2	
AStaffe [cm²]	0.50
ASag [cm²]	0.00
Vsdx [daN]	-
Vsdxz [daN]	11004.19
σ staXY [daN/cm²]	-
σ staXZ [daN/cm²]	1952.40
σ amm [daN/cm²]	2600.00
Tau max [daN/cm²]	5.79
Tau C0 [daN/cm²]	6.00
Tau C1 [daN/cm²]	18.29
Nbr	2
DStaffe [cm]	17
Ltr [cm]	698
Sxy	-
Sxz	1.33

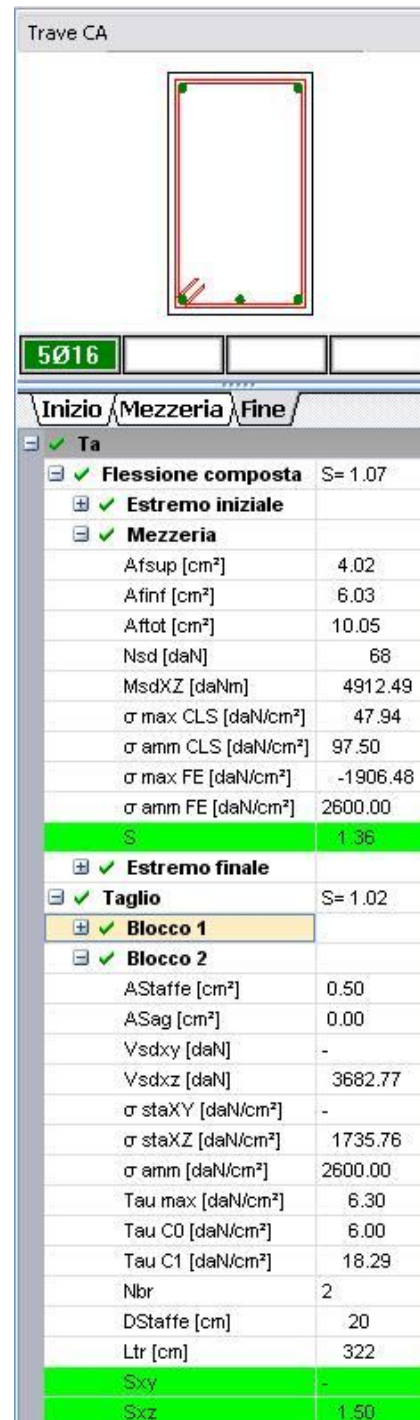
Verifiche statiche di un pilastro ed una trave del corpo A

Pilastro CA	
	
<b>16Ø16</b>	
Testa / Mezzeria / Piede	
Ta	
✓ Flessioni Compost...	S= 1.41
✓ Direzione X	
✓ Testa	
✓ Piede	
Asn [cm²]	32.17
Cdc	3
Nsd [daN]	-122455
Msd [daNm]	40.20
σ max CLS [daN/cm²]	20.23
σ max FE [daN/cm²]	303.11
σ amm CLS [daN/cm²]	97.50
σ amm FE [daN/cm²]	2600.00
S	4.82
✓ Direzione Y	
✓ Testa	
✓ Piede	
Asn [cm²]	32.17
Cdc	3
Nsd [daN]	-122455
Msd [daNm]	30430.90
σ max CLS [daN/cm²]	40.98
σ max FE [daN/cm²]	596.36
σ amm CLS [daN/cm²]	97.50
σ amm FE [daN/cm²]	2600.00
S	2.37
✓ Taglio	-
✓ Blocco 1	
AStaffe [cm²]	0.00
Vsdxxy [daN]	15644.20
Vsdxz [daN]	50.35
σ staXY [daN/cm²]	0.00
σ staXZ [daN/cm²]	0.00
σ amm [daN/cm²]	2600.00
Tau max [daN/cm²]	3.24
Tau C0 [daN/cm²]	6.00
Tau C1 [daN/cm²]	18.29
Nbr X	2
Nbr Y	2
DStaffe [cm]	23
Ltr [cm]	586
Sxy	-
Sxz	-
Esito	-

Trave CA	
	
<b>14Ø20</b>	
Inizio / Mezzeria / Fine	
Ta	
✓ Flessione composta	S= 1.03
✓ Estremo iniziale	
✓ Mezzeria	
Afsup [cm²]	6.28
Afinf [cm²]	25.13
Aftot [cm²]	31.42
Nsd [daN]	-1306
MsdXZ [daNm]	71981.32
σ max CLS [daN/cm²]	65.85
σ amm CLS [daN/cm²]	97.50
σ max FE [daN/cm²]	-2303.12
σ amm FE [daN/cm²]	2600.00
S	1.12
✓ Estremo finale	
✓ Taglio	S= 1.05
✓ Blocco 1	
✓ Blocco 2	
AStaffe [cm²]	0.50
ASag [cm²]	0.00
Vsdxxy [daN]	-
Vsdxz [daN]	16928.57
σ staXY [daN/cm²]	-
σ staXZ [daN/cm²]	2206.06
σ amm [daN/cm²]	2600.00
Tau max [daN/cm²]	6.96
Tau C0 [daN/cm²]	6.00
Tau C1 [daN/cm²]	18.29
Nbr	2
DStaffe [cm]	16
Ltr [cm]	1127
Sxy	-
Sxz	1.18

Verifiche statiche di un pilastro ed una trave del corpo B





Successivamente si è effettuata la verifica della sicurezza (in presenza delle azioni sismiche di progetto) con analisi statica non lineare: come riportato al punto 7.8.1.6 delle NTC 2008 *"nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al § 7.3.4.1"*.

Il parametro utile alla valutazione del rischio sismico viene definito dalla normativa (OPCM 3362/04 del 16.07.2004) come "indicatore di rischio": *più basso è il suo valore, più la costruzione è a rischio e richiede interventi di adeguamento o miglioramento*.

Dall'analisi numeriche effettuate risulta un valore dell'indicatore di rischio dell'intera struttura pari a 0.375, cioè un livello di rischio medio-alto.

Come si evince dalle seguenti tabelle, i valori della PGA differenziata per i tre corpi che compongono il complesso edilizio evidenziano che il corpo centrale C è la struttura più vulnerabile.

Valori di riferimento utilizzati per il calcolo delle indicatori di rischio relativi alla zona sismica sono i seguenti:

$$PGA_{SLV} = 0,0800g$$

$$PGA_{SLD} = 0,0370g$$

$$T_{rSLV} = 708 \text{ anni}$$

$$T_{rSLD} = 78 \text{ anni}$$

Segue la tabella dalla quale si evince che l'analisi effettuata nelle condizioni di rilievo e post intervento è stata eseguita anche su ciascun edificio:

Indicatori di rischio - rilievo	Rapp. PGA		(Rapp. Tr) <sup>a</sup>	
	per la vita $\alpha_{uv}$	di inagibilità $\alpha_{ed}$	per la vita $\alpha_{uv}$	di inagibilità $\alpha_{ed}$
Corpo A	2,1250	0,2703	1,6737	0,6749
Corpo B	1,6250	0,2703	1,6737	0,6749
Hall	1,3750	0,2703	1,4868	0,6749
<b>Modello d'insieme</b>	<b>0,3750</b>	<b>0,2703</b>	<b>0,3188</b>	<b>0,6749</b>

Valori dell'indicatore di rischio nello stato di rilievo

Indicatori di rischio	Rapp. PGA		(Rapp. Tr) <sup>a</sup>	
	per la vita $\alpha_{uv}$	di inagibilità $\alpha_{ed}$	per la vita $\alpha_{uv}$	di inagibilità $\alpha_{ed}$
Corpo A	2,6250	1,3514	1,6737	1,4204
Corpo B	2,1250	2,4324	1,6737	2,8747
Hall	1,6250	0,8108	1,6737	0,7901
<b>Modello d'insieme</b>	<b>2,3750</b>	<b>2,4324</b>	<b>1,6737</b>	<b>2,8747</b>

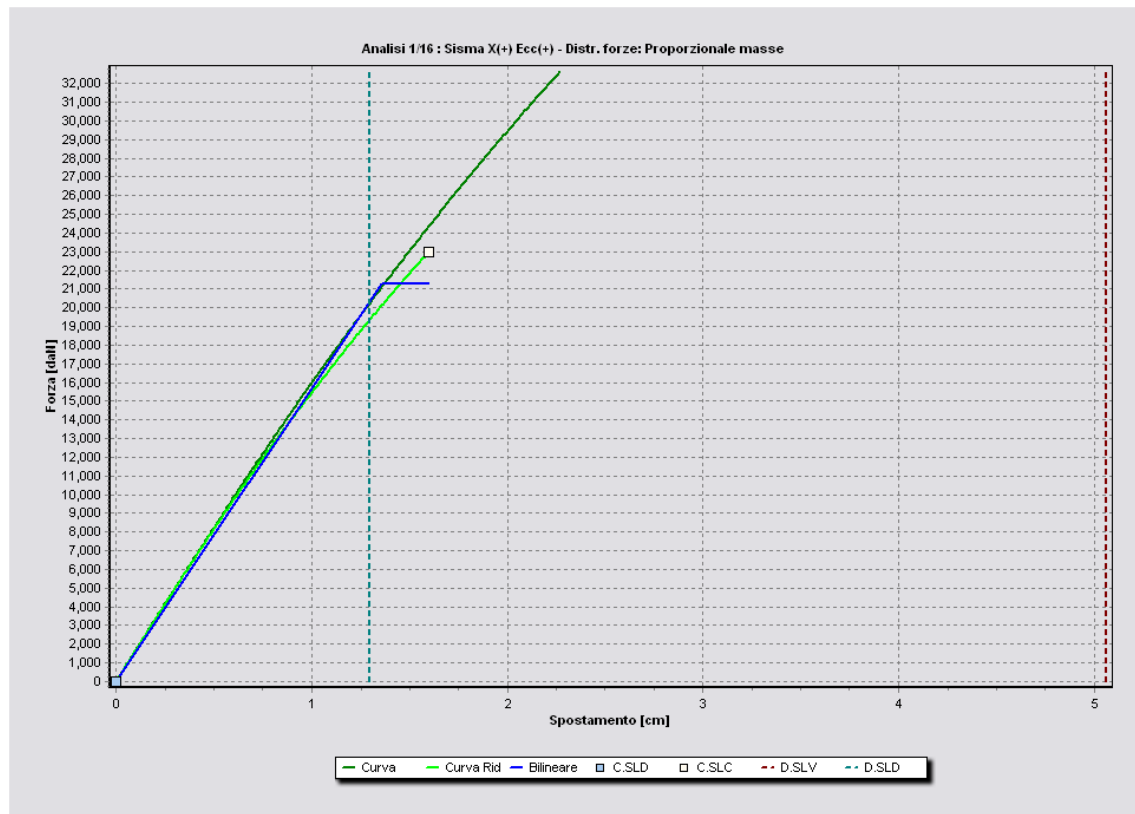
## Valori dell'indicatore di rischio nello stato di progetto

Indicatori di rischio	Rapp. PGA		(Rapp. Tr) <sup>a</sup>	
	per la vita $\alpha_{uv}$	di inagibilità $\alpha_{ed}$	per la vita $\alpha_{uv}$	di inagibilità $\alpha_{ed}$
Corpo A	+23,5%	+400%	+0%	+110%
Corpo B	+30,8%	+88,9%	+0%	+326%
Hall	+18%	+200%	+12,6%	+17%
<b>Modello d'insieme</b>	<b>+533%</b>	<b>+800%</b>	<b>+425%</b>	<b>+326%</b>

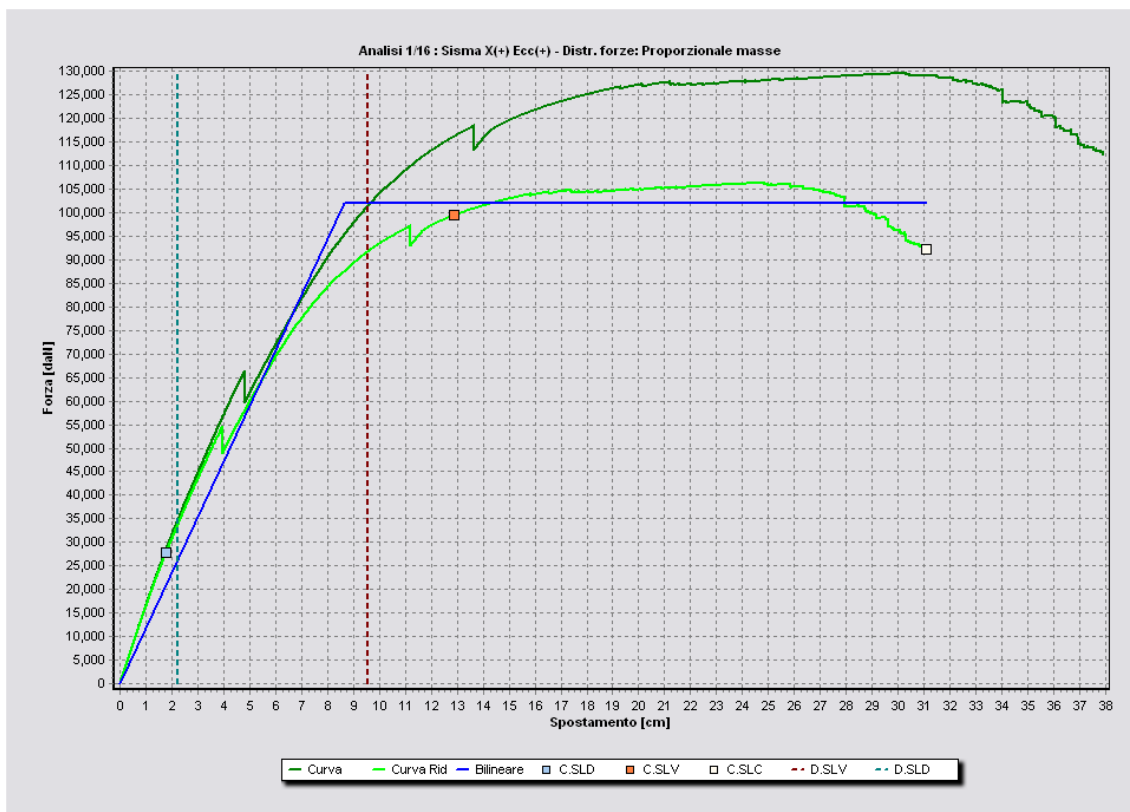
## Percentuali di miglioramento degli indicatori di rischio a seguito degli interventi

Le analisi evidenziano che nella condizione post intervento il livello di sicurezza viene fortemente incrementato portando il valore della PGA ad un numero superiore all'unità.





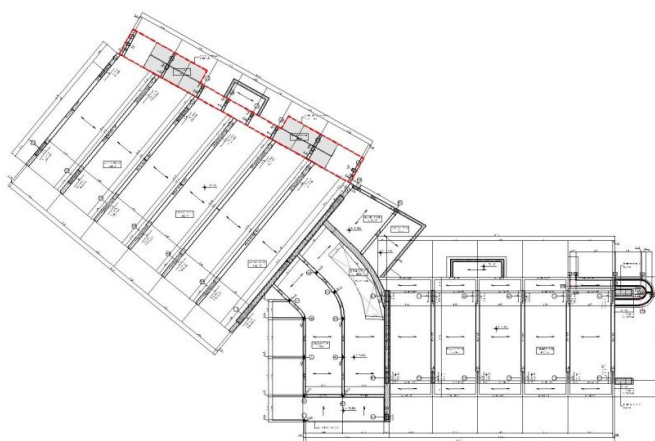
Curva forza – spostamento del modello d'insieme di rilievo



Curva forza – spostamento del modello d'insieme di progetto

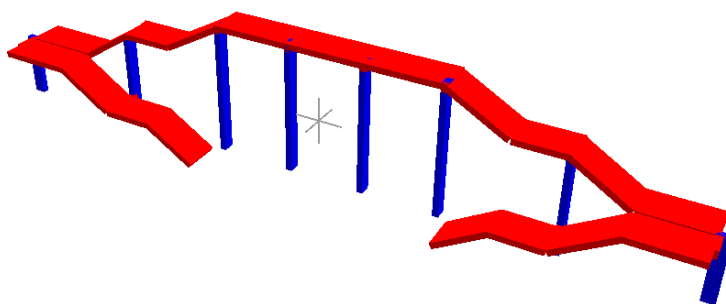
### 5.1. Scala esterna in c.a.

La struttura in c.a. della scala esterna a doppia rampa è stata studiata singolarmente vista la presenza di un giunto tra essa ed il corpo B, pari a circa 5 cm.



Scala esterna in c.a.

Gli elementi strutturali che la compongono presentano delle criticità relative al cattivo stato di conservazione procurato dal degrado dell'aereosol marino (che ha provocato l'espulsione del copriferro e la corrosione delle barre d'armatura, soprattutto in corrispondenza dell'intradosso della soletta rampante).



Vista assonometrica del modello di calcolo

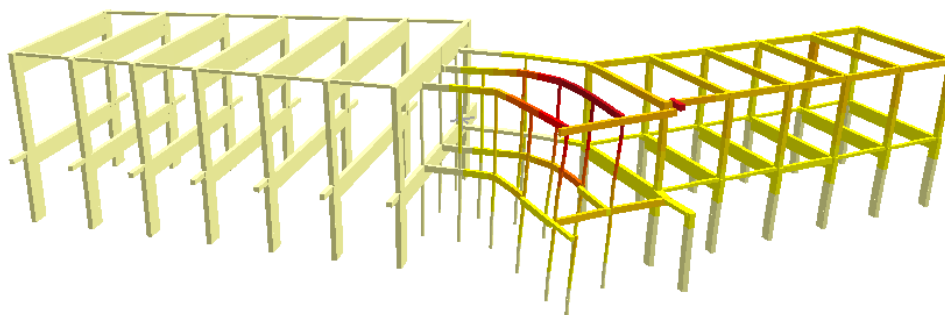
I risultati dell'analisi del modello strutturale hanno evidenziato un incremento del livello di sicurezza, visto che il valore dell'indicatore di rischio di PGA passa da 0,8750 a 1,8750, mediante un'analisi statica non lineare.

Per scongiurare la possibile azione di martellamento tra la struttura della scala in oggetto ed il corpo B, si prevede il ripristino del giunto esistente (che dai risultati dell'analisi numerica risulta sufficiente a garantire un adeguato livello di sicurezza) e l'integrazione dell'armatura mediante l'applicazione di FRP, come riportato nel paragrafo successivo e negli elaborati grafici di dettaglio allegati alla presente relazione.

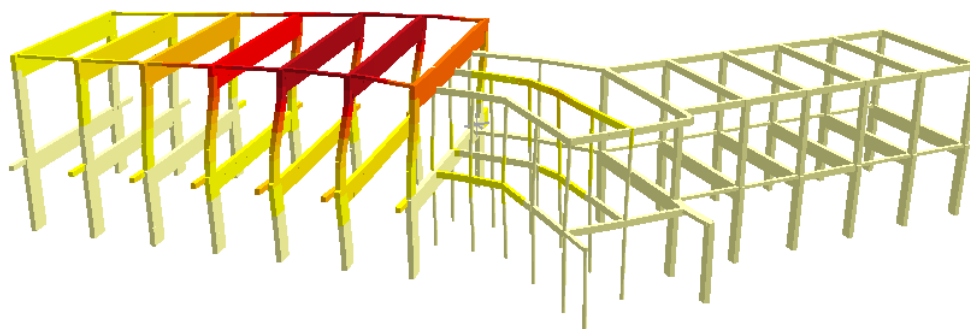
## 6.0 Criticità generali e locali, con descrizione degli interventi previsti

L'analisi condotta ha consentito di portare alla luce alcune criticità generali riportate di seguito:

- corpo A:
  - trattasi di un edificio regolare in pianta ma non in elevato;
  - il sistema strutturale resistente è costituito da telai in un'unica direzione, ortogonale all'orditura dei solai. In direzione parallela all'orditura dei solai sono assenti travi di collegamento tra gli elementi verticali, pertanto in tale direzione il collegamento tra i pilastri è affidato soltanto all'orizzontamento laterocementizio;
  - il solaio di copertura presenta il distacco di parte dello strato intradossale e la rottura degli elementi di alleggerimento;
  - il pannello murario di testata e le balaustre sala Fitto, risultano non solidarizzate alla struttura intelaiata;
  - la scala metallica esterna è fortemente interessata da un degrado generale degli elementi metallici;
  - speroni a scarpa costituiti da conci di pietra irregolari, intrecciati, interessati da lacune lapidee con malta d'interconco in alcuni punti assente; verticalmente interessati dai discendenti in pvc;
- corpo B:
  - trattasi di un edificio irregolare in pianta e in elevato;
  - il sistema strutturale resistente è costituito da telai in un'unica direzione, ortogonale all'orditura dei solai. In direzione parallela all'orditura dei solai sono assenti travi di collegamento tra gli elementi verticali, pertanto in tale direzione il collegamento tra i pilastri è affidato soltanto all'orizzontamento laterocementizio;
  - i pannelli in cls diOMPAGNO, risultano non solidarizzati alla struttura intelaiata;
  - il giunto tra la scala esterna in c.a. ed il corpo di fabbrica esistente è da riconfigurare;
  - risultano vulnerabili le balaustre non garantendo la resistenza ai carichi orizzontali richiesti dalle NTC 2008.
- hall d'ingresso:
  - cerniera alle azioni orizzontali come evidenziato dal diagramma delle deformazioni nelle direzioni  $\pm X$  e  $\pm Y$ ;
  - emerge la particolare snellezza delle strutture in c.a. ed il loro incerto ammortamento nelle pareti in pietra, oggetto di intervento,
  - scarsa duttilità degli elementi in c.a.
  - le bucatore presenti all'interno dei paramenti in pietra costituiscono un forte elemento critico per le stesse oggetto di intervento di rafforzamento.



Deformazioni della struttura lungo la direzione X del sisma



Deformazioni della struttura lungo la direzione Y del sisma

- blocco servizi esistente:  
edificato in epoca successiva e con tecniche costruttive differenti (superfetazioni), che ne motiva la sua demolizione e la successiva ricostruzione in maniera più razionale, funzionale alle esigenze architettoniche del nuovo contenitore e in maniera giuntata all'esistente.

Alla luce di quanto esposto si propongono interventi atti a conseguire un maggiore grado di sicurezza con riferimento alle azioni sismiche, salvaguardando al tempo stesso l'identità storica ed estetica del manufatto.

Gli interventi proposti permettono di elevare il grado di sicurezza della struttura nei confronti del sisma poiché, come desumibile dalle schede allegate, l'indicatore di rischio  $PGA_{CLV}/PGA_{DLV}$  passa da 0,375 a 2,375.

Alla luce di quanto esposto si riportano gli interventi finalizzati al miglioramento sismico della struttura esistente i cui dettagli sono puntualmente individuati negli elaborati grafici strutturali allegati alla presente relazione e di cui ne fanno parte integrante.

### **A) interventi per il miglioramento sismico generale dell'edificio**

- consolidamento degli orizzontamenti piani laterocementizi:
  - tipo 1:
    - consolidamento estradosale: rimozione di parti di calcestruzzo ammalorate o rigonfie presenti nella parte intradosale in fase di distacco, pulizia della superficie ed eventuale ripresa del getto con adesivo epossidico, posa in opera di rete elettrosaldata zincata a caldo spillata all'estradosso dei travetti mediante connettori ad "L" ed applicazione di betoncino costituito da malta a base cementizia ed additivi speciali.
  - tipo 2:
    - consolidamento estradosale: pulizia accurata dell'estradosso della caldana e rimozione delle parti in cls decoese o già in fase di distacco ed eventuale ripresa del getto con adesivo epossidico, posa in opera di armatura integrativa costituita da monco nature inghisate sul vincolo, posa in opera di rete elettrosaldata zincata a caldo spillata all'estradosso dei travetti mediante connettori ad "L" ed applicazione di betoncino costituito da malta a base cementizia e additivi speciali;
    - consolidamento intradosale: trattamento intradosale dei travetti in c.a., rasatura di regolarizzazione delle superfici ed applicazione di lamina pultrusa in fibra di carbonio di dimensioni pari al travetto esistente.
  - tipo 3:
    - consolidamento intradosale dei solai della hall d'ingresso: trattamento intradosale dei travetti in c.a., posa in opera di profilati metallici solidarizzati alla struttura in c.a. esistente mediante piatti in acciaio opportunamente imbullonati e posa in opera di alta bi componente

fibrorinforzata da applicare a cazzuola con interposta rete in fibra di vetro.

- intervento locale di rafforzamento degli elementi in c.a.:
  - ammorsamenti delle travi in c.a. alla muratura in conci di pietra calcarea: rimozione con recupero dei conci in pietra per la realizzazione dello scasso preliminare, opere di presidio locale per la messa in sicurezza della muratura e della trave in c.a., perforazioni armate ed inghisaggio delle murature aggiuntive mediante l'utilizzo di resine epossidiche, formazione di martelli murari a sezione trapezoidale mediante getto di malta strutturale a base cementizia fibrorinforzata, ricollocamento dei conci recuperati e stilatura finale dei giunti in cromia simile a quella esistente.
  - FRP nodi travi-pilastro: confinamento a compressione e a pressoflessione di elementi in calcestruzzo mediante l'impiego di tessuti unidirezionali e quadri assiali (dove è difficoltoso prevedere l'andamento puntuale delle isostatiche di trazione) in fibre di carbonio caratterizzati da elevato modulo elastico e da alte resistenze meccaniche a trazione.
- ripristino e risanamento di elementi in c.a.: demolizione del copriletto degradato sulle parti a vista, rimozione delle parti degradate e di tutte le parti instabili, spazzolatura dei ferri d'armatura con successivo trattamento mediante idropulitrice e applicazione di malta cementizia anticorrosiva a protezione delle armature, spalmatura delle superfici con adesivo epossidico per ripresa dei getti e ricostruzione con malta cementizia bicomponente.

## ***B) interventi per il miglioramento della sicurezza degli elementi secondari***

- consolidamento ed incremento della sicurezza strutturale della scala esterna in acciaio: revisione degli elementi e delle connessioni saldate, spazzolatura, carteggiatura e pulizia delle parti residue, sostituzione degli elementi ammalorati, inserimento di controventature incrociate connesse alla struttura esistente, fornitura e posa in opera di nuova carpenteria metallica in sostituzione della prima rampa; per quanto riguarda l'attacco a terra si prevedono la rimozione del getto in cls esistente alla base dei montanti, la riconfigurazione della fondazione mediante nuovo getto in c.a. e la posa in opera di collari di cerchiaggio in acciaio preassemblati e ancorati alla nuova fondazione. Si prevede anche la riconfigurazione dell'attacco alla muratura mediante posa in

opera di malta fibrorinforzata e la fornitura e la posa in opera di angolari di fissaggio in acciaio ancorati ai cosciali mediante saldatura e alla muratura mediante tasselli chimici.

- messa in sicurezza dei barbacani: verifica preliminare delle discontinuità murarie presenti ed eventuali inzeppature con materiale lapideo di pezzatura adatta della stessa qualità dell'esistente, locali bonifiche del paramento murario mediante rabbocature con malta a base di legante idraulico, rimozione dei discendenti esistenti, ripristino della continuità muraria mediante reintegrazioni lapidee con la tecnica dello scuci-cuci, risarcitura dei giunti e trattamento delle superfici con idrorepellente.
- messa in sicurezza dei tompagni in muratura:
  - tipo 1: preparazione della parete mediante verifica del supporto esistente e della sua integrità, posa in opera sul pannello murario di materiale composto da adesivo monocomponente e tessuto bidirezionale in fibra di vetro e posa in opera di fascia antiribaltamento a cavallo fra il pannello murario e l'intelaiatura in c.a., composta malta bicomponente fibrorinforzata.
  - tipo 2: preparazione della parete mediante rimozione dell'intonaco e pulizia della superficie, demolizioni locali verticali, posa in opera di armatura verticale con barre inghisate nel sottostante cordolo di bordo mediante iniezioni di resine epossidiche e staffe, getto di cls C25/30 per la realizzazione di un cordolo armato di collegamento degli elementi verticali.
- messa in sicurezza dei tompagni in cls: rimozione dell'intonaco per la messa a nudo e pulizia della superficie, realizzazione di connessioni strutturali nei vertici mediante posizionamento di corde in fibre di carbonio ad elevata resistenza, applicazione di primer bicomponente a base di resine epossidiche, rasatura del sottofondo mediante applicazione di stucco epossidico a consistenza tissotropica e applicazione di fasce di FRP quadriassiali.
- consolidamento dei pannelli murari in pietra: verifica preliminare delle discontinuità murarie presenti ed eventuali inzeppature con materiale lapideo di pezzatura adatta della stessa qualità dell'esistente e locali bonifiche del paramento murario mediante rabbocature con malta a base di legante idraulico.

- intervento locale di rafforzamento del nodo pilastro-pensilina esterna: verifica e revisione dello stato conservativo del cls e delle armature mediante demolizione delle parti ammalorate, accurata spazzolatura dei ferri ed eventuale integrazione dell'armatura con barre in acciaio B450C da saldare a quelle esistenti, verifica e revisione dello stato conservativo del profilato in acciaio esistente mediante spazzolatura e carteggiature per l'asportazione delle parti ossidate, fornitura e posa in opera di profilato metallico di rinforzo in acciaio zincato a caldo saldato alla putrella esistente ed ancorato alla struttura mediante piatto in acciaio ed imbullonato con perni inghisati nella struttura in c.a. esistente, fornitura e posa in opera di profilato metallico ad "L", saldato all'estradosso della putrella esistente e di nuova realizzazione per il confinamento della nuova soletta armata, esecuzione di perforazioni armate risvoltate nella nuova soletta in c.a. ed inghisate al pilastro esistente, realizzazione di betoncino costituito da malta a base cementizia ed additivi speciali, armato con rete elettrosaldata zincata a caldo e connettori ad "L", ancorati alla soletta esistente.
- manutenzione e messa in sicurezza della balaustra in acciaio della scala interna: verifica della stabilità dell'ancoraggio dei montanti principali al fine di garantire la tenuta della balaustra alle azioni previste per gli edifici pubblici (resistenza ai carichi orizzontali lineari pari a 2,00 kN/ml, par. 3.1.4 NTC 2008), ripristino degli ancoraggi esistenti mediante applicazione di tasselli chimici e/o inserimento di elementi metallici ed eventuale inserimento di nuovi montanti e/o piastre da ancorare alla struttura in c.a.
- consolidamento dei varchi murari esistenti: taglio a forza e demolizione del paramento murario, riconfigurazione del varco mediante ripristino della continuità muraria con conci di pietra di recupero, formazione delle necessarie armature in acciaio zincato a caldo e getto di cls C25/30 e perforazioni armate incrociate da realizzare perimetralmente lungo la superficie di sviluppo da eseguire con barre in acciaio zincate a caldo.
- consolidamento della scala esterna in c.a.: esecuzione di fasce di FRP su pilastri, travi e solette rampanti e ripristino del giunto strutturale al fine di isolare la scala dalla struttura adiacente esistente.



## 7.0 Normativa di riferimento

**D.M. 14.1.2008:** "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.29 del 4 febbraio 2008.

**Circolare 2.2.2009, n.617:** "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.1.2008.

**Edifici monumentali: Direttiva P.C.M. del 12.10.2007:** "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.24 del 29 gennaio 2008.

**Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP,** documento approvato il 24 luglio 2009 dall'assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

**Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3790 del 17.7.2009** (Riparazione con miglioramento sismico di edifici danneggiati), a cura della Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Commissario Delegato (Eventi sismici provincia di L'Aquila, 6 aprile 2009).

Per la verifica statica dell'edificio si è fatto riferimento al **R. Decreto-Legge 16 novembre-XVIII, n. 2229** (Suppl. Ord. alla Gazzetta Ufficiale, n. 92 del 18 aprile 1940) "Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato."

### **Riferimenti tecnici: EuroCodici**

Per quanto non diversamente specificato nel D.M.14.1.2008, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei documenti di riferimento elencati in §12; fra questi: gli EuroCodici strutturali, così organizzati:

### **Criteri generali di progettazione strutturale**

UNI EN 1990:2006

**Eurocodice 1** – Azioni sulle strutture

**Eurocodice 2** – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

**Eurocodice 3** – Progettazione delle strutture in acciaio

**Eurocodice 4** – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo

**Eurocodice 5** – Progettazione delle strutture in legno

**Eurocodice 6** – Progettazione delle strutture in muratura

**Eurocodice 7** – Progettazione geotecnica

**Eurocodice 8** – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

**Eurocodice 9** – Progettazione delle strutture in alluminio

**Norme Italiane precedenti al D.M. 14.1.2008:**

Le norme elencate nel seguito sono in generale da considerarsi superate dal D.M.14.1.2008; esse possono costituire tuttavia utili fonti di riferimento per la comprensione dello sviluppo dei metodi di calcolo adottati dalle NTC.

**D.M. 14.9.2005:** "Norme Tecniche per le Costruzioni" (ex Testo Unico) In campo antisismico, il D.M. 14.9.2005 definisce l'azione sismica [§3.2] e fissa i livelli di sicurezza. Nel rispetto di tali presupposti, il D.M.14.9.2005 può fare riferimento all'OPCM 3274 e s.m.i. [§5.7.1.1] per le indicazioni attuative sulle verifiche di sicurezza.

**Normativa Sismica:**

**Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003:** "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", e successive modifiche e integrazioni:

**Ordinanza P.C.M. n. 3316 del 2.10.2003 e Ordinanza P.C.M. n. 3431 del 3.5.2005**

**Sismica: D. P.C.M. del 21.10.2003:** "Disposizioni attuative dell'art.2, commi 2, 3 e 4, dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003".

**Norme strutturali precedenti all'OPCM 3274 (per la Sismica) e al D.M. 14.9.2005:**

**Legge n. 1086 del 5.11.1971:** "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica."

**Legge n. 64 del 2.2.1974:** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche."

**Regione Umbria, Art.38 L.R. 1.7.1981, n.34:** "Direttive tecniche ed esemplificazioni delle metodologie di intervento per la riparazione ed il consolidamento degli edifici danneggiati da eventi sismici."

**D.M. 2.7.1981:** "Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia."

**D.M. 14.2.1992:** "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche."

**D.M. 9.1.1996:** "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche."

**D.M. 16.1.1996:** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche."

**Circolare Min.LL.PP. n.65 del 10.4.1997:** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16.1.1996."

**Servizio Sismico Nazionale (S.S.N.) - Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica (A.N.I.D.I.S.):** "Commentario al D.M. 16.1.1996 ed alla Circ. n.65 del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.", coord. F.Braga, 1998

**Carichi: D.M. 16.1.1996:** "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi."

- **ALLEGATI:**
  - Scheda PGA – Stato di rilievo del modello d’insieme**
  - Scheda PGA – Stato di progetto del modello d’insieme**
  - Scheda PGA – Stato di rilievo del modello della scala esterna in c.a.**
  - Scheda PGA – Stato di progetto del modello della scala esterna in c.a.**

**Scheda PGA – Stato di rilievo del modello d'insieme****Vita Nominale**

$V_N = 50$

**Classe d'uso**

Classe III

$C_u = 1.5$

**Periodo di riferimento**

$V_R = 75$

**Pericolosità sismica di base**

Parametro	SLO (81%)	DLV (10%)	SLC (5%)
$a_g$	0.030	0.080	0.102
$F_0$	2.410	2.661	2.737
$T_C^*$	0.264	0.539	0.557
$T_D$	1.720	1.920	2.008

**Categoria suolo di fondazione**

	SLO (81%)	DLV (10%)	SLC (5%)
$S_s$	1.00	1.00	1.00
$T_c$	0.26	0.54	0.56

**Coefficiente di amplificazione topografica**

$St = 1.00$

**Resistenza dei materiali.**

- Calcestruzzo.

Nome	= Rck200
Resistenza a compressione ( $f_{cd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 75.56
Resistenza a trazione ( $f_{ctd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 7.41
Resistenza a taglio ( $f_{ctd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 7.41
Modulo di elasticità normale ( $E$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 286079.03
Modulo di elasticità tangenziale ( $G$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 124382.19

- Acciaio in barre.

Nome	= FeB32K
Resistenza ( $f_d$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 2739.13
Modulo di elasticità normale ( $E$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 2100000

**Metodo di analisi**

Orizzontale Statica non Lineare

**Valori di riferimento**

$PGA_{SLV}$	= 0.0800 g
$PGA_{SLC}$	= 0.0000 g
$PGA_{SLD}$	= 0.0370 g
$PGA_{SLO}$	= 0.0000 g
$Tr_{SLV}$	= 708 anni
$Tr_{SLC}$	= 0 anni
$Tr_{SLD}$	= 78 anni
$Tr_{SLO}$	= 0 anni

**Indicatori di rischio**

Stato Limite	Rapp. PGA	(Rapp. Tr) <sup>a</sup>
<b>per la vita (<math>\alpha_{uv}</math>)</b>	0.3750	0.3188
<b>di collasso (<math>\alpha_{uc}</math>)</b>	0.0000	0.0000
<b>di inagibilità (<math>\alpha_{ed}</math>)</b>	0.2703	0.6749
<b>per l'operatività (<math>\alpha_{eo}</math>)</b>	0.0000	0.0000

**Riepilogo PGA**

ag SLV	= 0.0300g
ag SLC	= 0.0000g
ag SLD	= 0.0100g
ag SLO	= 0.0000g
PGA SLV	= 0.0300g
PGA SLC	= 0.0000g
PGA SLD	= 0.0100g
PGA SLO	= 0.0000g
Tr SLV	= 44 anni
Tr SLC	= 0 anni
Tr SLD	= 30 anni
Tr SLO	= 0 anni

**Scheda PGA – Stato di progetto del modello d'insieme****Vita Nominale**

$V_N = 50$

**Classe d'uso**

Classe III

$C_u = 1.5$

**Periodo di riferimento**

$V_R = 75$

**Pericolosità sismica di base**

Parametro	SLO (81%)	DLV (10%)	SLC (5%)
$a_g$	0.030	0.080	0.102
$F_0$	2.410	2.661	2.737
$T_C^*$	0.264	0.539	0.557
$T_D$	1.720	1.920	2.008

**Categoria suolo di fondazione**

	SLO (81%)	DLV (10%)	SLC (5%)
Ss	1.00	1.00	1.00
Tc	0.26	0.54	0.56

**Coefficiente di amplificazione topografica**

$St = 1.00$

**Resistenza dei materiali.**

- Calcestruzzo.

Nome	= Rck200
Resistenza a compressione ( $f_{cd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 75.56
Resistenza a trazione ( $f_{ctd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 7.41
Resistenza a taglio ( $f_{ctd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 7.41
Modulo di elasticità normale ( $E$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 286079.03
Modulo di elasticità tangenziale ( $G$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 124382.19
Nome	= Rck400
Resistenza a compressione ( $f_{cd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 181.33
Resistenza a trazione ( $f_{ctd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 14.11
Resistenza a taglio ( $f_{ctd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 14.11
Modulo di elasticità normale ( $E$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 333457.66
Modulo di elasticità tangenziale ( $G$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 144981.59

- Acciaio in barre.

Nome	= FeB32K
Resistenza ( $f_d$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 2739.13
Modulo di elasticità normale ( $E$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 2100000

**Metodo di analisi**

Orizzontale Statica non Lineare

**Valori di riferimento**

$PGA_{SLV}$	= 0.0800 g
$PGA_{SLC}$	= 0.0000 g
$PGA_{SLD}$	= 0.0370 g
$PGA_{SLO}$	= 0.0000 g
$Tr_{SLV}$	= 708 anni
$Tr_{SLC}$	= 0 anni
$Tr_{SLD}$	= 78 anni
$Tr_{SLO}$	= 0 anni

**Indicatori di rischio**

Stato Limite	Rapp. PGA	(Rapp. Tr) <sup>a</sup>
<b>per la vita (<math>\alpha_{uv}</math>)</b>	2.3750	1.6737
<b>di collasso (<math>\alpha_{uc}</math>)</b>	0.0000	0.0000
<b>di inagibilità (<math>\alpha_{ed}</math>)</b>	2.4324	2.8747
<b>per l'operatività (<math>\alpha_{eo}</math>)</b>	0.0000	0.0000

**Riepilogo PGA**

ag SLV	= 0.1900g
ag SLC	= 0.0000g
ag SLD	= 0.0900g
ag SLO	= 0.0000g
PGA SLV	= 0.1900g
PGA SLC	= 0.0000g
PGA SLD	= 0.0900g
PGA SLO	= 0.0000g
Tr SLV	= 2475 anni
Tr SLC	= 0 anni
Tr SLD	= 1015 anni
Tr SLO	= 0 anni



**Scheda PGA – Stato di rilievo del modello della scala esterna in c.a.****Vita Nominale**

$V_N = 50$

**Classe d'uso**

Classe III

$C_u = 1.5$

**Periodo di riferimento**

$V_R = 75$

**Pericolosità sismica di base**

Parametro	DLV (10%)
$a_g$	0.080
$F_0$	2.661
$T_C^*$	0.539
$T_D$	1.920

**Categoria suolo di fondazione**

	DLV (10%)
$S_s$	1.00
$T_c$	0.54

**Coefficiente di amplificazione topografica**

$St = 1.00$

**Resistenza dei materiali.**

- Calcestruzzo.

Nome	= Cls Rck 200
Resistenza a compressione ( $f_{cd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 90.67
Resistenza a trazione ( $f_{ctd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 8.89
Resistenza a taglio ( $f_{ctd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 8.89
Modulo di elasticità normale ( $E$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 286079.03
Modulo di elasticità tangenziale ( $G$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 124382.19
Nome	= Cls2
Resistenza a compressione ( $f_{cd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 141.67
Resistenza a trazione ( $f_{ctd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 11.97
Resistenza a taglio ( $f_{ctd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 11.97
Modulo di elasticità normale ( $E$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 314758.06
Modulo di elasticità tangenziale ( $G$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 136851.33

- Acciaio in barre.

Nome	= Barre1
Resistenza ( $f_d$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 2739.13
Modulo di elasticità normale ( $E$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 2100000

**Metodo di analisi**

Orizzontale Statica non Lineare

**Valori di riferimento**

$PGA_{SLV}$	= 0.0800 g
$PGA_{SLC}$	= 0.0000 g
$PGA_{SLD}$	= 0.0370 g
$PGA_{SLO}$	= 0.0000 g
$Tr_{SLV}$	= 708 anni
$Tr_{SLC}$	= 0 anni
$Tr_{SLD}$	= 78 anni
$Tr_{SLO}$	= 0 anni

**Indicatori di rischio**

Stato Limite	Rapp. PGA	(Rapp. Tr) <sup>a</sup>
<b>per la vita (<math>\alpha_{UV}</math>)</b>	0.8750	0.8448
<b>di collasso (<math>\alpha_{UC}</math>)</b>	0.0000	0.0000
<b>di inagibilità (<math>\alpha_{ED}</math>)</b>	0.2703	0.6749
<b>per l'operatività (<math>\alpha_{EO}</math>)</b>	0.0000	0.0000

**Riepilogo PGA**

ag SLV	= 0.0700g
ag SLC	= 0.0000g
ag SLD	= 0.0100g
ag SLO	= 0.0000g
PGA SLV	= 0.0700g
PGA SLC	= 0.0000g
PGA SLD	= 0.0100g
PGA SLO	= 0.0000g
Tr SLV	= 470 anni
Tr SLC	= 0 anni
Tr SLD	= 30 anni
Tr SLO	= 0 anni

**Scheda PGA – Stato di progetto del modello della scala esterna in c.a.****Vita Nominale**

$V_N = 50$

**Classe d'uso**

Classe III

$C_u = 1.5$

**Periodo di riferimento**

$V_R = 75$

**Pericolosità sismica di base**

Parametro	DLV (10%)
$a_g$	0.080
$F_0$	2.661
$T_C^*$	0.539
$T_D$	1.920

**Categoria suolo di fondazione**

	DLV (10%)
Ss	1.00
Tc	0.54

**Coefficiente di amplificazione topografica**

$St = 1.00$

**Resistenza dei materiali.**

- Calcestruzzo.

Nome	= Cls Rck 200
Resistenza a compressione ( $f_{cd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 90.67
Resistenza a trazione ( $f_{ctd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 8.89
Resistenza a taglio ( $f_{ctd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 8.89
Modulo di elasticità normale ( $E$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 286079.03
Modulo di elasticità tangenziale ( $G$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 124382.19
Nome	= Cls2
Resistenza a compressione ( $f_{cd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 141.67
Resistenza a trazione ( $f_{ctd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 11.97
Resistenza a taglio ( $f_{ctd}$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 11.97
Modulo di elasticità normale ( $E$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 314758.06
Modulo di elasticità tangenziale ( $G$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 136851.33

- Acciaio in barre.

Nome	= Barre1
Resistenza ( $f_d$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 2739.13
Modulo di elasticità normale ( $E$ [daN/cm <sup>2</sup> ])	= 2100000

**Metodo di analisi**

Orizzontale Statica non Lineare

**Valori di riferimento**

$PGA_{SLV}$	= 0.0800 g
$PGA_{SLC}$	= 0.0000 g
$PGA_{SLD}$	= 0.0370 g
$PGA_{SLO}$	= 0.0000 g
$Tr_{SLV}$	= 708 anni
$Tr_{SLC}$	= 0 anni
$Tr_{SLD}$	= 78 anni
$Tr_{SLO}$	= 0 anni

**Indicatori di rischio**

Stato Limite	Rapp. PGA	(Rapp. Tr) <sup>a</sup>
<b>per la vita (<math>\alpha_{uv}</math>)</b>	1.8750	1.6737
<b>di collasso (<math>\alpha_{uc}</math>)</b>	0.0000	0.0000
<b>di inagibilità (<math>\alpha_{ed}</math>)</b>	0.2703	0.6749
<b>per l'operatività (<math>\alpha_{eo}</math>)</b>	0.0000	0.0000

**Riepilogo PGA**

ag SLV	= 0.1500g
ag SLC	= 0.0000g
ag SLD	= 0.0100g
ag SLO	= 0.0000g
PGA SLV	= 0.1500g
PGA SLC	= 0.0000g
PGA SLD	= 0.0100g
PGA SLO	= 0.0000g
Tr SLV	= 2475 anni
Tr SLC	= 0 anni
Tr SLD	= 30 anni
Tr SLO	= 0 anni