



## **COMUNE DI GIOVINAZZO**

**Città Metropolitana di Bari  
Assessorato OO.PP. e Lavori Pubblici  
SETTORE GESTIONE DEL TERRITORIO**



**LAVORI DI ADEGUAMENTO SISMICO E MESSA IN SICUREZZA DELL'ISTITUTO  
SCOLASTICO "SAN GIOVANNI BOSCO"**

### **PROGETTO DEFINITIVO**

**Artt. 23 comma 7 d.Lgs 18.04.2016, n.50 e ss.mm.ii.**

TITOLO ELABORATO: RELAZIONE GENERALE

TIPOLOGIA ELABORATO: SCRITTOGRAFICO

N\_ELABORATO/TAV: D\_1

Elaborazione: SETTORE GESTIONE DEL TERRITORIO

SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE SA.&GI. ENGINEERING SRL

RUP  
Ing. Cesare TREMATORE

Progettista Settore Gestione del territorio  
ing. Daniele CARRIERI

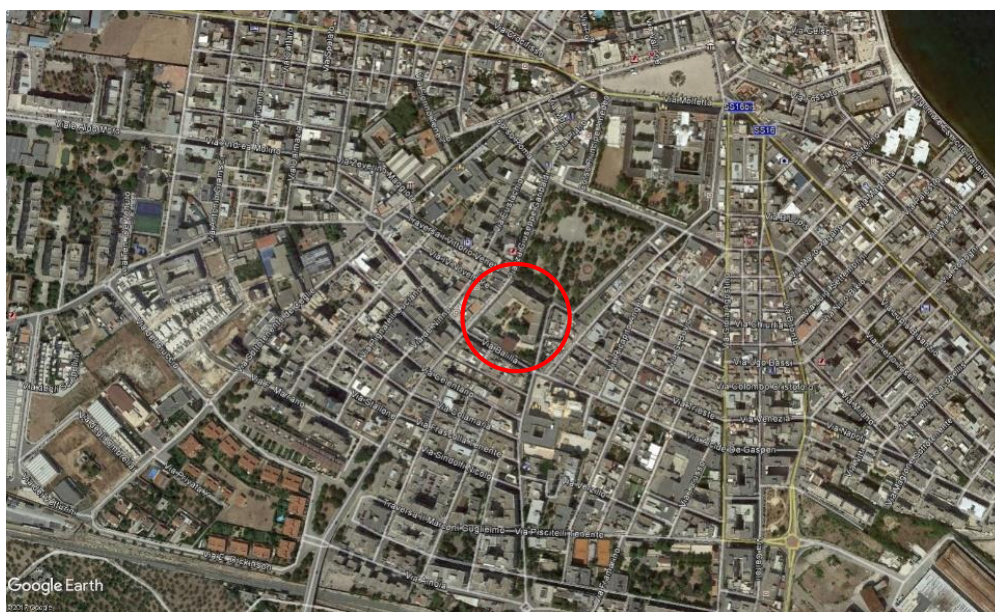
## 1 Premessa

La presente relazione viene redatta dall'ing. Daniele Carrieri, nella qualità di Progettista Settore Gestione del Territorio del Comune di Giovinazzo, e dall'Ing. Sandro Orlando, direttore tecnico della SA&GI Engineering s.r.l., società alla quale è stato affidato il servizio di supporto alla progettazione degli interventi di adeguamento/miglioramento sismico e messa in sicurezza – adeguamento impiantistico dell'Istituto Scolastico San Giovanni Bosco di Giovinazzo.

Le opere in epigrafe mirano a raggiungere gli obiettivi imposti dall'Avviso del MIUR n. 35226 del 16/08/2017 finalizzato alla presentazione di proposte progettuali per l'attuazione dell'Obiettivo specifico dell'Azione 10.7.1 *"Interventi di riqualificazione degli edifici scolastici (efficientamento energetico, sicurezza, attrattività e innovatività, accessibilità, impianti sportivi, connettività), anche per facilitare l'accessibilità delle persone con disabilità"* del PON *"Per la scuola, competenze e ambienti per l'apprendimento"* 2014 – 2020.

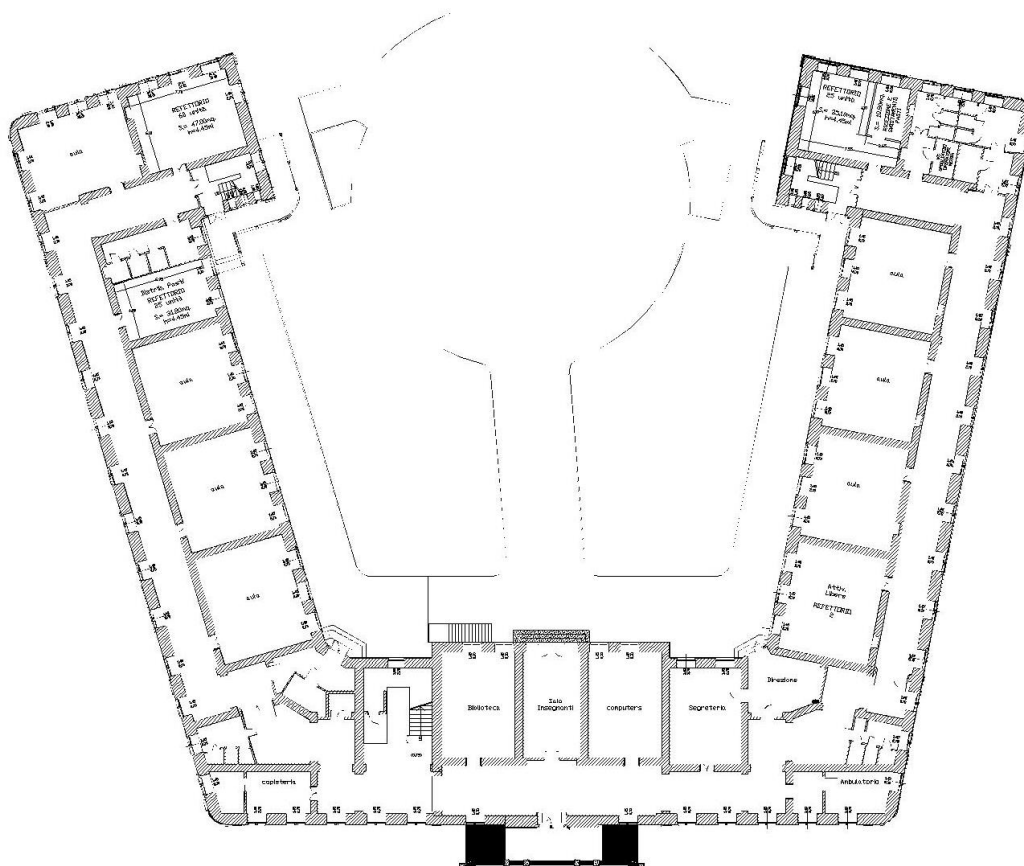
## 2 Stato di fatto

Il plesso scolastico Don Giovanni Bosco, oggetto di studio, è ubicato nella zona baricentrica del Comune di Giovinazzo, in adiacenza alla villa comunale, circoscritto dalla via Dott. Saverio Daconto, dalla Via Balilla, dal Corso Dante Alighieri e dalla Piazza Giuseppe Garibaldi.



Il fabbricato, occupante una superficie di circa 1.900 mq, è composto da un unico blocco di forma assimilabile al ferro di cavallo e si sviluppa su due elevazioni fuori terra. La struttura portante risulta essere in muratura costituita da conci di calcare compatto. I solai sono del tipo in

conglomerato cementizio gettato in opera dello spessore di circa 28 cm. Il collegamento verticale dei due piani aventi altezza di interpiano pari a circa 4,90 m, è garantito da n. 3 scale di cui una ubicata in posizione quasi centrale mentre le altre due risultano ubicate alle estremità sia del lato destro che sinistro, inoltre è stata riscontrata la presenza di un ascensore. L'accesso principale avviene mediante un vano porta ubicato su Piazza Giuseppe Garibaldi.



La copertura risulta essere piana, accessibile sia mediante la scala centrale che attraverso la scala posta sul lato destro rispetto al prospetto principale.

I prospetti presentano qualche fenomeno di degrado ma non risultano presenti particolari fenomeni di dissesto.

Tutte le aule e gli ambienti hanno comunicazione diretta con gli spazi esterni.



Dai prospetti si evince una regolarità dei vani delle porte e delle finestre distribuite uniformemente sui due livelli.

Sull'edificio non sono state eseguite indagini conoscitive e/o verifiche volte alla conoscenza approfondita delle strutture, indagini che verranno eseguite in sede di progettazione esecutiva.

### **3 Descrizione degli interventi**

Affinché gli edifici scolastici possano rappresentare realmente un luogo sicuro e adeguato per gli studenti e per l'intera comunità di riferimento, è di prioritaria importanza la sicurezza delle strutture e la conseguente necessità di realizzare interventi per la riduzione della vulnerabilità degli edifici scolastici. Le strategie di intervento sono state orientate al rinforzo delle strutture esistenti migliorandone la risposta agli eventuali eventi tellurici al fine di salvaguardare l'incolumità degli studenti e di tutto il personale.

Gli interventi di tipo strutturale sono finalizzati a realizzare opere di adeguamento sismico, in coerenza con le prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti 14 gennaio 2008 e successive modificazioni e integrazioni, nonché alla Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, relativa alle Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni", di cui al citato decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

Il problema della sicurezza delle costruzioni esistenti è di fondamentale importanza in Italia in particolare rispetto alle azioni sismiche.

Ciò che rende la valutazione della sicurezza ancora più difficoltosa è la notevole varietà di tipologie e sub-tipologie strutturali. Quel che ne consegue è la difficile standardizzazione dei metodi di verifica, dei metodi di progetto e della modalità di utilizzo delle numerose tecnologie di intervento tradizionali e moderne oggi disponibili.

La Norma definisce alcuni passaggi fondamentali nelle procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti quali ad esempio: analisi storico-critica; rilievo geometrico-strutturale; caratterizzazione meccanica dei materiali; definizione dei livelli di conoscenza e dei conseguenti fattori di confidenza; definizione delle azioni e nella relativa analisi strutturale. La stessa ricorda alcuni fondamentali criteri di intervento quali la regolarità ed uniformità di applicazione degli interventi, la delicatezza ed importanza della fase esecutiva e le priorità da assegnare agli interventi, conseguentemente agli esiti della valutazione, per contrastare innanzitutto lo sviluppo di meccanismi locali e/o di meccanismi fragili.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti viene eseguita con riferimento ai soli SLU. Le Verifiche agli SLU sono eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) per determinare il livello di sicurezza prima e dopo l'intervento.

Il procedimento è volto a:

- stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC;
- a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

In particolare dopo l'analisi della struttura allo stato di fatto si è notato che la stessa non risulta rispondente alle caratteristiche dettate dalla normativa vigente in materia di sicurezza strutturale.

Sono stati quindi previsti degli interventi che permettano l'adeguamento della struttura alla normativa vigente e che possa quindi assicurare la sicurezza la sicurezza dei fruitori in caso di evento sismico.

In particolare è stato previsto l'applicazione dell'intonaco armato sia esterno che interno all'intera struttura. L'intonaco armato è una tecnica di miglioramento delle caratteristiche delle murature molto usata per gli interventi di ristrutturazione degli edifici in muratura esistenti. Consiste in pratica nell'applicare sui due lati della muratura delle reti metalliche collegate tra loro. Il modo in cui l'intonaco armato migliora le caratteristiche delle murature è triplice:

- Miglioramento delle caratteristiche della muratura per effetto del placcaggio e del confinamento del materiale.
- Introduzione di elementi strutturali resistenti a trazione, quali reti metalliche, mentre la muratura ordinaria non è considerata resistente a trazione.
- Aumento dello spessore strutturale della muratura. Mentre l'intonaco normale non è considerato ai fini strutturali, l'intonaco armato è a tutti gli effetti parte integrante della struttura del setto.

L'intonaco armato sarà costituito da rete elettrosaldata del diametro di mm 6 di acciaio B450C a maglie quadrate di cm 15x15 e malta cementizia antiritiro a q.li 3 di cemento per mc di sabbia dello spessore minimo di 5 cm per ogni lato della parete. Le reti elettrosaldate dei due lati della parete saranno ammorsate mediante barre di acciaio ammorsate nella muratura esistente.

Inoltre è stata prevista la realizzazione di alcuni setti di irrigidimento che consentano alla struttura di migliorare le proprie capacità di dissipazione dell'energia trasmessa dalle onde sismiche. Tali setti sono stati previsti in mattoni pieni e malta M10 in modo da potersi ben integrare con la muratura esistente senza creare comportamenti diversi dovuti alla diversa rigidità. Anche tali setti (vedasi elaborato *P\_1 Planimetria di intervento*) verranno rinforzati mediante l'intonaco armato già descritto, in modo da renderli uniforme con la struttura esistente.

Al fine di creare un comportamento scatolare dell'intera struttura e collegare i muri paralleli è stata prevista la messa in opera di tiranti in acciaio. In particolare sono stati previsti tiranti in acciaio B450C del diametro Ø32 mm accoppiati che verranno messi in opera all'intradosso del solaio di copertura del piano terra. La messa in opera dei tiranti avverrà mediante la perforazione dei muri, la messa in opera dei tiranti da verniciare, la disposizione delle piastre di ancoraggio completo di dado e controdado, e la relativa stuccatura dei fori.

Particolare importanza rivestono gli interventi in fondazione ove si è previsto l'allargamento della base fondale mediante la realizzazione di cordoli in c.a., in modo da trasmettere le tensioni provenienti dalla sovrastruttura ad un'area più ampia di terreno e quindi diminuire notevolmente le interazioni fondazioni-terreno. La nuova e l'esistente fondazione, ipotizzata a sacco di forma rettangolare, devono collaborare al fine di trasmettere in modo uniforme il carico superiore al terreno, avendo sia una rigidità comparabile ed un collegamento trasversale che le connette. I cordoli laterali avranno una larghezza pari a 50 cm ed un'altezza pari a 120 cm e verranno collegati tra di loro, previa perforazione della fondazione esistente, mediante n. 3 fioretti orizzontali e n. 2 obliqui ad interasse pari a 50 cm. L'armatura dei cordoli ed i fioretti saranno costituiti da barre in acciaio B450C ad aderenza migliorata del diametro pari a Ø16 mm. Le staffe avranno un passo di 25 cm.

Gli interventi alle fondazioni saranno possibili solo dopo la demolizione della pavimentazione, dei tramezzi e dei vespai.

#### **4 Lavori di finitura**

Gli interventi necessiteranno di demolizioni e ripristino di tutti i tramezzi non strutturali ed il relativo rifacimento di intonaci e finiture, quali massetti, pavimenti e battiscopa in gres, rivestimento delle pareti dei servizi igienici, apparecchi igienico sanitari (lavabo, vaso igienico, cassetta di scarico).

Inoltre sarà necessario ripristinare i servizi igienici con i relativi impianti (idrico, di scarico, ed elettrico) e relativi infissi interni.

Al fine di assicurare il regolare funzionamento dell'impianto elettrico dell'intero plesso, è stata prevista la revisione dell'impianto stesso, completo di prese di corrente, punti luce, interruttori, tubazioni, conduttori se occorrenti, comprese le loro tracce e il loro ricoprimento con malta cementizia.

Inoltre è stata prevista, oltre al rifacimento degli intonaci interni ed esterni con relativi strati di finitura, anche la tinteggiatura di tutti gli ambienti interni con due passate di pittura lavabile opaca di resine sintetiche acriliche emulsionabili.



## **COMUNE DI GIOVINAZZO**

**Città Metropolitana di Bari  
Assessorato OO.PP. e Lavori Pubblici  
SETTORE GESTIONE DEL TERRITORIO**



**LAVORI DI ADEGUAMENTO SISMICO E MESSA IN SICUREZZA DELL'ISTITUTO  
SCOLASTICO "SAN GIOVANNI BOSCO"**

### **PROGETTO DEFINITIVO**

**Artt. 23 comma 7 d.Lgs 18.04.2016, n.50 e ss.mm.ii.**

TITOLO ELABORATO: RELAZIONE GEOTECNICA

TIPOLOGIA ELABORATO: SCRITTOGRAFICO

N\_ELABORATO/TAV: D\_2

Elaborazione: SETTORE GESTIONE DEL TERRITORIO

SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE SA.&GI. ENGINEERING SRL

RUP  
Ing. Cesare TREMATORE

Progettista Settore Gestione del territorio  
ing. Daniele CARRIERI



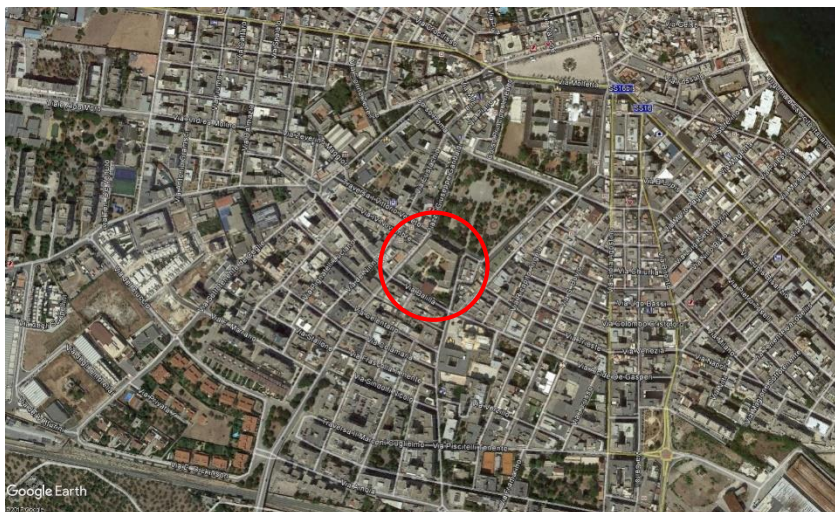
## 1 Premessa

La presente relazione viene redatta dall'ing. Daniele Carrieri, nella qualità di Progettista Settore Gestione del Territorio del Comune di Giovinazzo, e dall'Ing. Sandro Orlando, direttore tecnico della SA&GI Engineering s.r.l., società alla quale è stato affidato il servizio di supporto alla progettazione degli interventi di adeguamento/miglioramento sismico e messa in sicurezza – adeguamento impiantistico dell'Istituto Scolastico San Giovanni Bosco di Giovinazzo.

Le opere in epigrafe mirano a raggiungere gli obiettivi imposti dall'Avviso del MIUR n. 35226 del 16/08/2017 finalizzato alla presentazione di proposte progettuali per l'attuazione dell'Obiettivo specifico dell'Azione 10.7.1 *"Interventi di riqualificazione degli edifici scolastici (efficientamento energetico, sicurezza, attrattività e innovatività, accessibilità, impianti sportivi, connettività), anche per facilitare l'accessibilità delle persone con disabilità"* del PON *"Per la scuola, competenze e ambienti per l'apprendimento"* 2014 – 2020.

## 2 Stato di fatto

Il plesso scolastico Don Giovanni Bosco, oggetto di studio, è ubicato nella zona baricentrica del Comune di Giovinazzo, in adiacenza alla villa comunale, circoscritto dalla via Dott. Saverio Daconto, dalla Via Balilla, dal Corso Dante Alighieri e dalla Piazza Giuseppe Garibaldi.



Il fabbricato è composto da un unico blocco di forma assimilabile al ferro di cavallo e si sviluppa su due elevazioni fuori terra. Il collegamento verticale dei due blocchi è garantito da n. 3 scale di cui una ubicata in posizione quasi centrale mentre le altre due risultano ubicate alle estremità sia del lato destro che sinistro, inoltre è stata riscontrata la presenza di un ascensore. L'accesso principale avviene mediante un vano porta ubicato su Piazza Giuseppe Garibaldi.

La copertura risulta essere piana, accessibile sia mediante la scala centrale che attraverso la scala posta sul lato destro rispetto al prospetto principale.

I prospetti presentano qualche fenomeno di degrado ma non risultano presenti particolari fenomeni di dissesto.



Dai prospetti si evince una regolarità dei vani delle porte e delle finestre distribuite uniformemente sui due livelli.

### **3 Descrizione degli interventi**

Affinché gli edifici scolastici possano rappresentare realmente un luogo sicuro e adeguato per gli studenti e per l'intera comunità di riferimento, è di prioritaria importanza la sicurezza delle strutture e la conseguente necessità di realizzare interventi per la riduzione della vulnerabilità degli edifici scolastici. Le strategie di intervento sono state orientate al rinforzo delle strutture esistenti migliorandone la risposta agli eventuali eventi tellurici al fine di salvaguardare l'incolumità degli studenti e di tutto il personale.

Gli interventi di tipo strutturale sono finalizzati a realizzare opere di adeguamento sismico, in coerenza con le prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti 14 gennaio 2008 e successive modificazioni e integrazioni, nonché alla Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, relativa alle Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni", di cui al citato decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

Il problema della sicurezza delle costruzioni esistenti è di fondamentale importanza in Italia in particolare rispetto alle azioni sismiche.

Ciò che rende la valutazione della sicurezza ancora più difficoltosa è la notevole varietà di tipologie e sub-tipologie strutturali. Quel che ne consegue è la difficile standardizzazione dei metodi di verifica, dei metodi di progetto e della modalità di utilizzo delle numerose tecnologie di intervento tradizionali e moderne oggi disponibili.

La Norma definisce alcuni passaggi fondamentali nelle procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti quali ad esempio: analisi storico-critica; rilievo geometrico-strutturale; caratterizzazione meccanica dei materiali; definizione dei livelli di conoscenza e dei conseguenti fattori di confidenza; definizione delle azioni e nella relativa analisi strutturale. La stessa ricorda alcuni fondamentali criteri di intervento quali la regolarità ed uniformità di applicazione degli interventi, la delicatezza ed importanza della fase esecutiva e le priorità da assegnare agli interventi, conseguentemente agli esiti della valutazione, per contrastare innanzitutto lo sviluppo di meccanismi locali e/o di meccanismi fragili.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti viene eseguita con riferimento ai soli SLU. Le Verifiche agli SLU sono eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) per determinare il livello di sicurezza prima e dopo l'intervento.

Il procedimento è volto a:

- stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC;
- a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

In particolare dopo l'analisi della struttura allo stato di fatto si è notato che la stessa non risulta rispondente alle caratteristiche dettate dalla normativa vigente in materia di sicurezza strutturale.

Sono stati quindi previsti degli interventi che permettano l'adeguamento della struttura alla normativa vigente e che possa quindi assicurare la sicurezza la sicurezza dei fruitori in caso di evento sismico.

In particolare è stato previsto l'applicazione dell'intonaco armato sia esterno che interno all'intera struttura. L'intonaco armato è una tecnica di miglioramento delle caratteristiche delle murature molto usata per gli interventi di ristrutturazione degli edifici in muratura esistenti. Consiste in pratica nell'applicare sui due lati della muratura delle reti metalliche collegate tra loro. Il modo in cui l'intonaco armato migliora le caratteristiche delle murature è triplice:

- Miglioramento delle caratteristiche della muratura per effetto del placcaggio e del confinamento del materiale.
- Introduzione di elementi strutturali resistenti a trazione, quali reti metalliche, mentre la muratura ordinaria non è considerata resistente a trazione.
- Aumento dello spessore strutturale della muratura. Mentre l'intonaco normale non è considerato ai fini strutturali, l'intonaco armato è a tutti gli effetti parte integrante della struttura del setto.

L'intonaco armato sarà costituito da rete elettrosaldata del diametro di mm 6 di acciaio B450C a maglie quadrate di cm 15x15 e malta cementizia antiritiro a q.li 3 di cemento per mc di sabbia dello spessore minimo di 5 cm per ogni lato della parete. Le reti elettrosaldate dei due lati della parete saranno ammorsate mediante barre di acciaio ammorsate nella muratura esistente.

Inoltre è stata prevista la realizzazione di alcuni setti di irrigidimento che consentano alla struttura di migliorare le proprie capacità di dissipazione dell'energia trasmessa dalle onde sismiche. Tali setti sono stati previsti in mattoni pieni e malta M10 in modo da potersi ben integrare con la muratura esistente senza creare comportamenti diversi dovuti alla diversa rigidità. Anche tali setti (vedasi elaborato *P\_1 Planimetria di intervento*) verranno rinforzati mediante l'intonaco armato già descritto, in modo da renderli uniforme con la struttura esistente.

Al fine di creare un comportamento scatolare dell'intera struttura e collegare i muri paralleli è stata prevista la messa in opera di tiranti in acciaio. In particolare sono stati previsti tiranti in acciaio B450C del diametro Ø32 mm accoppiati che verranno messi in opera all'intradosso del solaio di copertura del piano terra. La messa in opera dei tiranti avverrà mediante la perforazione

dei muri, la messa in opera dei tiranti da verniciare, la disposizione delle piastre di ancoraggio completo di dado e controdado, e la relativa stuccatura dei fori.

Particolare importanza rivestono gli interventi in fondazione ove si è previsto l'allargamento della base fondale mediante la realizzazione di cordoli in c.a., in modo da trasmettere le tensioni provenienti dalla sovrastruttura ad un'area più ampia di terreno e quindi diminuire notevolmente le interazioni fondazioni-terreno. La nuova e l'esistente fondazione, ipotizzata a sacco di forma rettangolare, devono collaborare al fine di trasmettere in modo uniforme il carico superiore al terreno, avendo sia una rigidità comparabile ed un collegamento trasversale che le connette. I cordoli laterali avranno una larghezza pari a 50 cm ed un'altezza pari a 120 cm e verranno collegati tra di loro, previa perforazione della fondazione esistente, mediante n. 3 fioretti orizzontali e n. 2 obliqui ad interasse pari a 50 cm. L'armatura dei cordoli ed i fioretti saranno costituiti da barre in acciaio B450C ad aderenza migliorata del diametro pari a Ø16 mm. Le staffe avranno un passo di 25 cm.

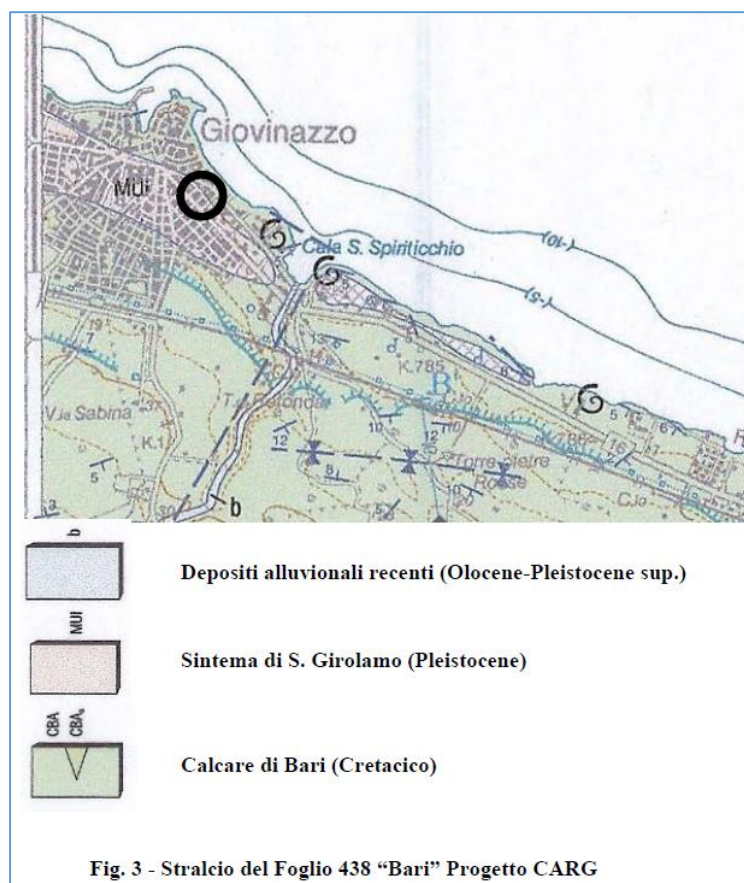
Gli interventi alle fondazioni saranno possibili solo dopo la demolizione della pavimentazione, dei tramezzi e dei vespai.

#### **4 Ambito geologico**

Geograficamente l'area, compresa nella Tav. IV SE "Molfetta" del F° 177, fa parte della regione costiera pugliese, i cui caratteri morfologici richiamano il motivo più importante dell'area murgiana, dato da una serie di ripiani posti a quote via via più basse verso l'Adriatico. Si tratta di terrazzi marini allungati quasi parallelamente alla costa e leggermente inclinati a Nord; questi si raccordano tramite piccole scarpate sagomate dall'azione del mare e rappresentanti antiche linee di costa. Dal punto di vista litologico la zona è caratterizzata da una potente serie carbonatica di età cretacea (Calcere di Bari), costituita da calcari bioclastici, micritici e dolomitici e da zolle isolate di depositi pleistocenici trasgressivi. La successione stratigrafica presente in zona, iniziando dal termine più antico, comprende:

- Calcere di Bari (Cretaceo);
- Sintema di San Girolamo (Pleistocene sup.);
- Depositi alluvionali recenti (Olocene, Pleistocene sup.)

Il "Calcare di Bari" rappresenta il basamento rigido della zona ed è costituito da una serie sedimentaria prevalentemente calcarea caratterizzata, in questa zona, da calcari e da calcari dolomitici grigi ai quali s'intercalano, più o meno frequentemente, calcari bianchi micritici o bioclastici a grana fine. I calcari e le dolomie si presentano in strati o in banchi, ripetutamente laminati, con diffuse carature da dissoluzione. Il fenomeno carsico è ovunque presente e si sviluppa con intensità diversa in superficie ed in profondità. Le cavità presentano forma e dimensioni varie; le più comuni sono interstrato e da frattura, spesso sono parzialmente o interamente riempite da terra rossa rideposta o depositi di varia natura. La fratturazione dell'ammasso roccioso risulta nel complesso elevata, con molteplici direzioni delle discontinuità primarie. L'assetto strutturale della serie calcarea è in generale a monoclinale, con leggere inclinazioni verso l'attuale linea di costa. A tratti è possibile notare un diverso assetto geometrico della successione carbonatica imputabile ad episodi compressivi o di trazione. Lo spessore totale di questa formazione supera i 3000 m.



Il "Sintema di San Girolamo" fa parte del "Supersintema delle Murge" ed è costituito da calcareniti ben cementate, molto porose, con laminazione obliqua a vario angolo. Il limite inferiore è inconforme sul Calcare di Bari e sulla Calcarenite di Gravina. Ambiente di sedimentazione è quello della spiaggia emersa. Lo spessore massimo è di 6 m. Non sono presenti nell'area d'indagine.

Il "Deposito Alluvionale recente" è composto da ciottoli calcarei in matrice siltosa-terrosa di colore bruno-rossastro. Ambiente di sedimentazione alluvionale. Lo spessore massimo è di circa 10 m nelle zone più prossime al mare.

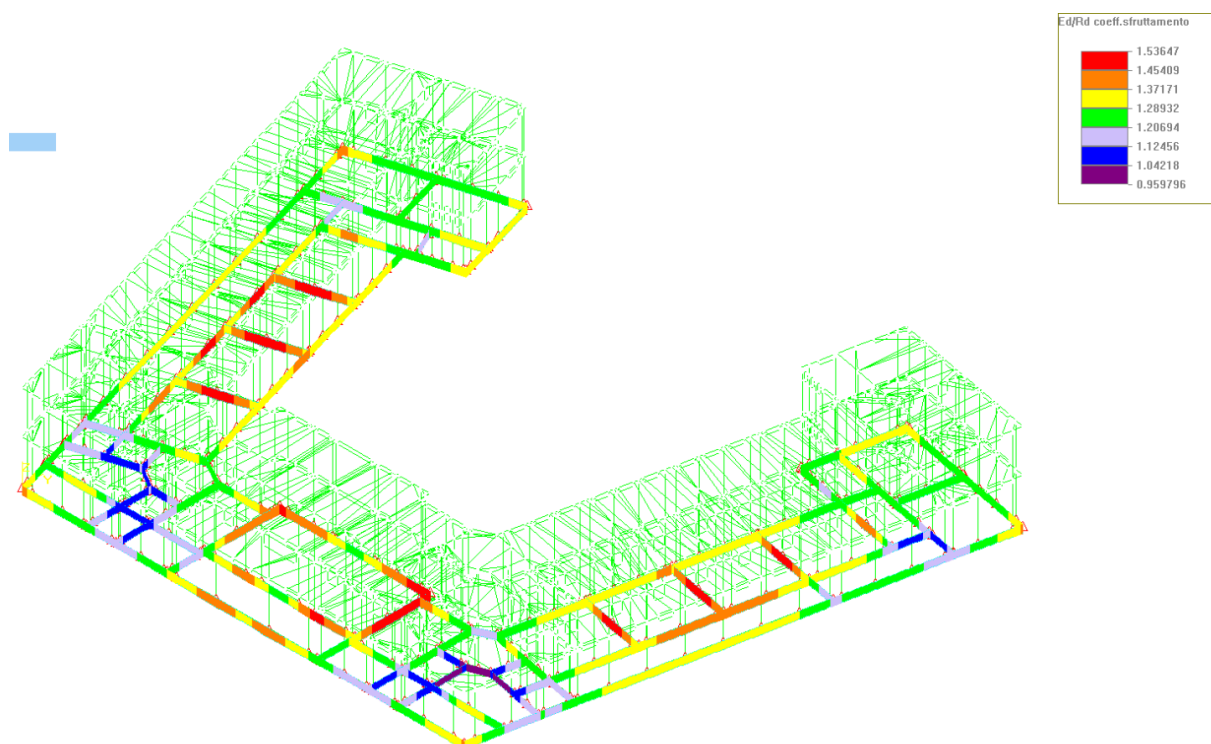
Nell'entroterra in esame è presente una falda idrica che per tipologia, ubicazione e geometria, è parte della falda idrica profonda pugliese; detta "falda carsica" ha l'acquifero costituito da litotipi calcareodolomitici e le sue principali caratteristiche idrodinamiche derivano in gran parte dal grado di fessurazione, di evoluzione del fenomeno carsico e dalla distribuzione e tipologia delle forme epigee ed ipogee in seno al substrato carbonatico. Da qui le numerose depressioni lineari (lame) ed areali (doline, puli, piscine e pozzi) occupate raramente da acque, ma la cui intima organizzazione di superficie riflette sicuramente i sistemi di discontinuità presenti (faglie). Nelle Murge nordoccidentali la circolazione di fondo della falda avviene in pressione e si esplica a grandi profondità (200-400 m sotto il livello mare), con carichi e gradienti idraulici spesso molto elevati (7-8%). Dalle colonne di perforazione si evince che quando la falda è confinata in prossimità di taluni livelli asfittici impermeabili, circola al di sotto del livello medio marino con valori di carico idraulico differenti da pozzo a pozzo e, una volta intercettata, risale, stabilizzandosi intorno a quote variabili da m +14 a m +30 s.l.m.

In particolare per l'analisi delle fondazioni della struttura è stata ipotizzata la seguente stratigrafia:

Strato n.	Qsup. Cm	Qinf. Cm	Spessore cm	Peso spec. Kg/cm <sup>3</sup>	FI gradi	C kg/cm <sup>2</sup>	E kg/cm <sup>2</sup>	ni	M kg/cm <sup>2</sup>
1 Dep. All.	0	100	100	0.0018	12	0.000	1000	0.20	150
2 Sintema San G.	100	500	400	0.0020	23	0.020	2000	0.20	230
3 Calcare di Bari	500	1500	1000	0.0016	32	2.000	2200	0.20	300

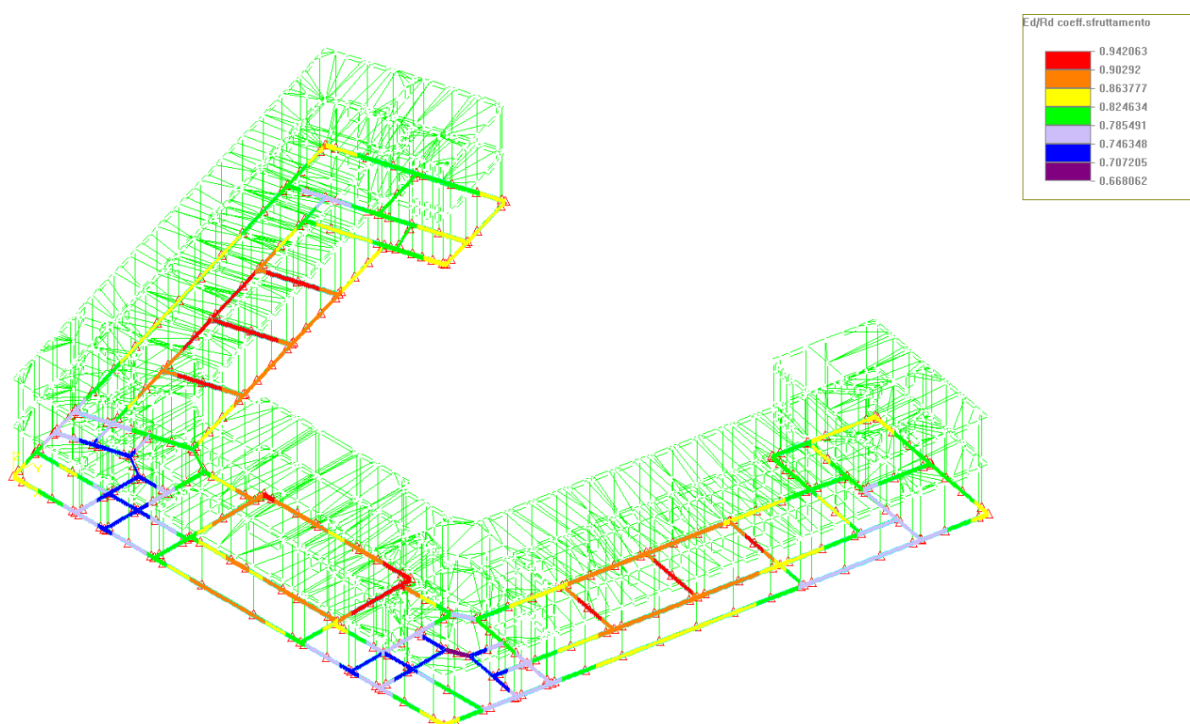
Dai tabulati di calcolo si riscontrano le tensioni massime sul terreno scaricate dalle travi di fondazione e dalle analisi condotte secondo l'Approccio 2 si riscontrano i valori massimi di FS (fattore di sfruttamento) ottenuto dal rapporto tra Ed e Rd.

Dai Tabulati di calcolo si evince che tutti gli elementi "Travi di fondazione" non risultano essere verificati in quanto il Fattore di Sfruttamento (FS) risulta essere sempre superiore all'unità: **FS > 1.**



Sono state quindi previsti interventi a sandwich con la realizzazione di travi in c.a. ai lati delle travi di fondazione collegate tra loro mediante apposite barre filettate al fine di aumentare l'area di contatto fondazioni-terreno e diminuire quindi il carico unitario.

Dall'analisi condotta della struttura post-intervento sono stati riscontrati fattori di sfruttamento (FS) inferiori all'unità, quindi tutte le travi di fondazione risultano verificate.







## **COMUNE DI GIOVINAZZO**

**Città Metropolitana di Bari  
Assessorato OO.PP. e Lavori Pubblici  
SETTORE GESTIONE DEL TERRITORIO**



**LAVORI DI ADEGUAMENTO SISMICO E MESSA IN SICUREZZA DELL'ISTITUTO  
SCOLASTICO "SAN GIOVANNI BOSCO"**

### **PROGETTO DEFINITIVO**

**Artt. 23 comma 7 d.Lgs 18.04.2016, n.50 e ss.mm.ii.**

TITOLO ELABORATO: RELAZIONE DI CALCOLO

TIPOLOGIA ELABORATO: SCRITTOGRAFICO

N\_ELABORATO/TAV: D\_3

Elaborazione: SETTORE GESTIONE DEL TERRITORIO

SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE SA.&GI. ENGINEERING SRL

RUP  
Ing. Cesare TREMATORE

Progettista Settore Gestione del territorio  
ing. Daniele CARRIERI

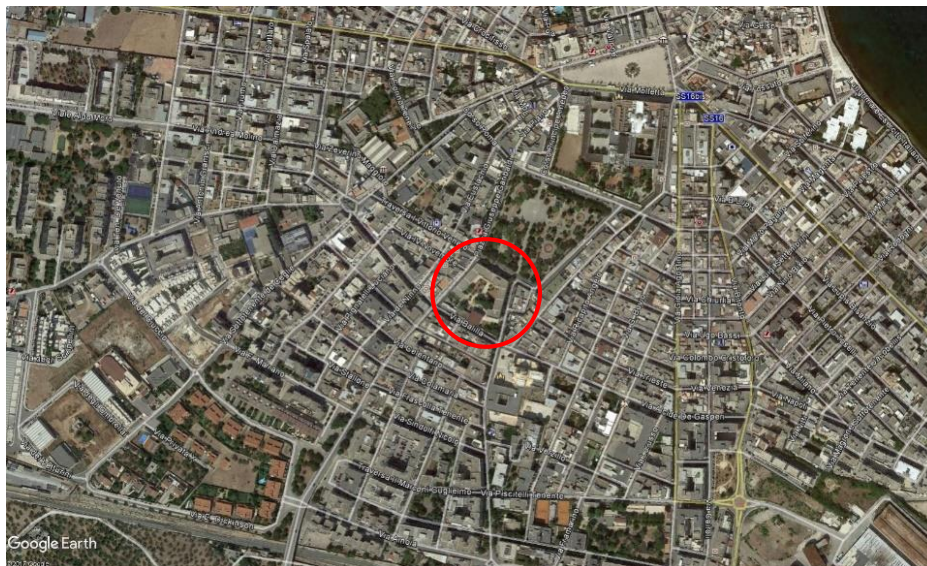
## 1 Premessa

La presente relazione viene redatta dall'ing. Daniele Carrieri, nella qualità di Progettista Settore Gestione del Territorio del Comune di Giovinazzo, e dall'Ing. Sandro Orlando, direttore tecnico della SA&GI Engineering s.r.l., società alla quale è stato affidato il servizio di supporto alla progettazione degli interventi di adeguamento/miglioramento sismico e messa in sicurezza – adeguamento impiantistico dell'Istituto Scolastico San Giovanni Bosco di Giovinazzo.

Le opere in epigrafe mirano a raggiungere gli obiettivi imposti dall'Avviso del MIUR n. 35226 del 16/08/2017 finalizzato alla presentazione di proposte progettuali per l'attuazione dell'Obiettivo specifico dell'Azione 10.7.1 *"Interventi di riqualificazione degli edifici scolastici (efficientamento energetico, sicurezza, attrattività e innovatività, accessibilità, impianti sportivi, connettività), anche per facilitare l'accessibilità delle persone con disabilità"* del PON *"Per la scuola, competenze e ambienti per l'apprendimento"* 2014 – 2020.

## 2 Stato di fatto

Il plesso scolastico Don Giovanni Bosco, oggetto di studio, è ubicato nella zona baricentrica del Comune di Giovinazzo, in adiacenza alla villa comunale, circoscritto dalla via Dott. Saverio Daconto, dalla Via Balilla, dal Corso Dante Alighieri e dalla Piazza Giuseppe Garibaldi.



Il fabbricato è composto da un unico blocco di forma assimilabile al ferro di cavallo e si sviluppa su due elevazioni fuori terra. Il collegamento verticale dei due blocchi è garantito da n. 3 scale di cui una ubicata in posizione quasi centrale mentre le altre due risultano ubicate alle

estremità sia del lato destro che sinistro, inoltre è stata riscontrata la presenza di un ascensore. L'accesso principale avviene mediante un vano porta ubicato su Piazza Giuseppe Garibaldi.

La copertura risulta essere piana, accessibile sia mediante la scala centrale che attraverso la scala posta sul lato destro rispetto al prospetto principale.

I prospetti presentano qualche fenomeno di degrado ma non risultano presenti particolari fenomeni di dissesto.



Dai prospetti si evince una regolarità dei vani delle porte e delle finestre distribuite uniformemente sui due livelli.

### **3 Descrizione degli interventi**

Affinché gli edifici scolastici possano rappresentare realmente un luogo sicuro e adeguato per gli studenti e per l'intera comunità di riferimento, è di prioritaria importanza la sicurezza delle strutture e la conseguente necessità di realizzare interventi per la riduzione della vulnerabilità degli edifici scolastici. Le strategie di intervento sono state orientate al rinforzo delle strutture esistenti migliorandone la risposta agli eventuali eventi tellurici al fine di salvaguardare l'incolumità degli studenti e di tutto il personale.

Gli interventi di tipo strutturale sono finalizzati a realizzare opere di adeguamento sismico, in coerenza con le prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti 14 gennaio 2008 e successive modificazioni e integrazioni, nonché alla Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, relativa alle Istruzioni per l'applicazione

delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni", di cui al citato decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

#### 4 Normativa di riferimento

I calcoli sono stati condotti conformemente alla normativa vigente ed in particolare si é fatto riferimento a:

- Legge n° 1086 del 05/11/71 - *"Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"*;
- Legge n° 64 del 02/02/1974 - *"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"*;
- D.M. LL.PP. 16/01/96 - *"Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche"*;
- D.M. LL.PP. 16/01/96 - *"Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»"*;
- D.M. LL.PP. 09/01/96 - *"Norme tecniche per il calcolo l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche"*;
- Circ. Min. LL.PP. 04/07/1996 n° 156 AA.GG./STC - *"Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»"*;
- D.M. LL.PP. 11/03/88 - *"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, (.....)"*;
- D.M. 14 Gennaio 2008 - *"Norme tecniche per le costruzioni"* integrate con la *"Circolare C.S.LL.PP. n. 617 del 02/02/2009, Istruzioni per l'Applicazione delle N.C.T del D.M. 14/01/2008"* e s.m.i..
- O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 avente ad oggetto *"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica"* e ss.mm.ii.

#### 5 Descrizione degli interventi di adeguamento alle norme antisismiche

La classificazione sismica del territorio nazionale ha introdotto normative tecniche specifiche per le costruzioni di edifici, ponti ed altre opere in aree geografiche caratterizzate dal medesimo rischio sismico.

I criteri per l'aggiornamento della mappa di pericolosità sismica sono stati definiti nell'Ordinanza del P.C.M. n. 3519/2006, che ha suddiviso l'intero territorio nazionale in quattro zone sismiche sulla base del valore dell'accelerazione orizzontale massima ( $a_g$ ) su suolo rigido o pianeggiante, che ha una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni.

In basso è riportata la zona sismica per il territorio di Giovinazzo (BA), indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale della Sicilia n. 408 del 19.12.2003.

<b>Zona sismica</b> <b>3</b>	Zona con pericolosità sismica bassa, che può essere soggetta a scuotimenti modesti.
---------------------------------	---

Con l'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" NTC, e successiva Circolare n. 617 del 02/02/2009 C.S.LL.PP., il calcolo antisismico per tutte le zone è regolato dalle NTC.

Il D.M. 14/01/2008 al Cap. 8.3 "**Valutazione della Sicurezza**" definisce i criteri per una valutazione della sicurezza di un immobile esistente.

Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazioni della sicurezza quando ricorra una delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta ad azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni), situazioni di funzionamento ed uso anomalo, deformazioni significative imposte da cedimenti del terreno di fondazione;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d'uso della costruzione;
- interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità o ne modifichino la rigidità.

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere limitata agli elementi interessati e a quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale. La valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.

La valutazione della sicurezza dovrà effettuarsi ogni qual volta si eseguano gli interventi strutturali di cui al punto 8.4 (adeguamento e miglioramento), e dovrà determinare il livello di sicurezza prima e dopo l'intervento.

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- **interventi di adeguamento** atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme;
- **interventi di miglioramento** atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle presenti norme;
- **riparazioni o interventi locali** che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato (analisi storico critica).

Per la presente relazione non si sono effettuate ricerche particolari sull'origine del fabbricato che si presenta in buono stato.

Come già su descritto, si compone di un unico corpo di fabbrica su due livelli con struttura portante verticale in muratura in di conci squadrate di calcarenite compatta.

La copertura è piana a terrazza non praticabile.

I solai di interpiano e di copertura sono in cemento ed hanno lo spessore di circa cm. 28.

Il collegamento tra il piano terra ed il primo, avviene tramite n. 3 scale ed un'ascensore, mentre il collegamento tra il piano primo e la copertura avviene tramite n. 2 scale.

Dal punto di vista statico, la struttura portante dell'intero corpo di fabbrica, versa in buone condizioni. Infatti in nessuna parte strutturale non si notano dissesti o lesioni tali da pregiudicare l'assetto statico dell'edificio; tutti i setti portanti si presentano perfettamente integri e stabili così come gli orizzontamenti.

L'area su cui insiste il fabbricato, non presenta e non sono visibili dissesti o smottamenti immediati tali da far compromettere la stabilità l'intera zona e quindi anche dell'edificio.

Le fondazioni sono di tipo continuo a sacco.

In progetto sono previsti interventi sulle fondazioni a sandwich con la realizzazione di cordoli in c.a. ai lati delle travi di fondazioni collegati tra di loro mediante armature passanti.

## **6 Descrizione degli interventi strutturali**

Al fine di aumentare le caratteristiche meccaniche della muratura portante è stata prevista l'applicazione dell'intonaco armato sia esterno che interno all'intera struttura. L'intonaco armato è una tecnica di miglioramento delle caratteristiche delle murature molto usata per gli interventi di ristrutturazione degli edifici in muratura esistenti. Consiste in pratica nell'applicare sui due lati della muratura delle reti metalliche collegate tra loro. Il modo in cui l'intonaco armato migliora le caratteristiche delle murature è triplice:

- Miglioramento delle caratteristiche della muratura per effetto del placcaggio e del confinamento del materiale.
- Introduzione di elementi strutturali resistenti a trazione, quali reti metalliche, mentre la muratura ordinaria non è considerata resistente a trazione.
- Aumento dello spessore strutturale della muratura. Mentre l'intonaco normale non è considerato ai fini strutturali, l'intonaco armato è a tutti gli effetti parte integrante della struttura del setto.

L'intonaco armato sarà costituito da rete elettrosaldata del diametro di mm 6 di acciaio B450C a maglie quadrate di cm 15x15 e malta cementizia antiritiro a q.li 3 di cemento per mc di sabbia dello spessore minimo di 5 cm per ogni lato della parete. Le reti elettrosaldate dei due lati della parete saranno ammorsate mediante barre di acciaio ammorsate nella muratura esistente.

Inoltre è stata prevista la realizzazione di alcuni setti di irrigidimento che consentano alla struttura di migliorare le proprie capacità di dissipazione dell'energia trasmessa dalle onde sismiche. Tali setti sono stati previsti in mattoni pieni e malta M10 in modo da potersi ben integrare con la muratura esistente senza creare comportamenti diversi dovuti alla diversa rigidità. Anche tali setti (vedasi elaborato *P\_1 Planimetria di intervento*) verranno rinforzati mediante l'intonaco armato già descritto, in modo da renderli uniforme con la struttura esistente.

Al fine di creare un comportamento scatolare dell'intera struttura e collegare i muri paralleli è stata prevista la messa in opera di tiranti in acciaio. In particolare sono stati previsti tiranti in acciaio B450C del diametro Ø32 mm accoppiati che verranno messi in opera all'intradosso del solaio di copertura del piano terra. La messa in opera dei tiranti avverrà mediante la perforazione dei muri, la messa in opera dei tiranti da verniciare, la disposizione delle piastre di ancoraggio completo di dado e controdado, e la relativa stuccatura dei fori.

Particolare importanza rivestono gli interventi in fondazione ove si è previsto l'allargamento della base fondale mediante la realizzazione di cordoli in c.a., in modo da trasmettere le tensioni provenienti dalla sovrastruttura ad un'area più ampia di terreno e quindi diminuire notevolmente le interazioni fondazioni-terreno. La nuova e l'esistente fondazione, ipotizzata a sacco di forma rettangolare, devono collaborare al fine di trasmettere in modo uniforme il carico superiore al terreno, avendo sia una rigidità comparabile ed un collegamento trasversale che le connette. I cordoli laterali avranno una larghezza pari a 50 cm ed un'altezza pari a 120 cm e verranno collegati tra di loro, previa perforazione della fondazione esistente, mediante n. 3 fioretti orizzontali e n. 2 obliqui ad interasse pari a 50 cm. L'armatura dei cordoli ed i fioretti saranno costituiti da barre in acciaio B450C ad aderenza migliorata del diametro pari a Ø16 mm. Le staffe avranno un passo di 25 cm.

Gli interventi alle fondazioni saranno possibili solo dopo la demolizione della pavimentazione, dei tramezzi e dei vespai.



Facendo riferimento alla normativa sismica vigente e cioè al D.M. del 14/01/2008, alla Circolare applicativa CC.LL.PP. n. 617 del 02/02/2009 e s.m.i., la tipologia di interventi strutturali da effettuare, saranno finalizzati a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalla normativa vigente.

Tali lavori, sono classificati dal D.M. del 14/01/2008 nel punto § 8.4.1, come "**Intervento di adeguamento sismico**".

## 7 Individuazione della Pericolosità sismica del sito

### - Vita Nominale dell'opera

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I della normativa e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Nelle calcolazioni per il parametro  $V_N$  è stato assunto il valore di **50 anni**.

### - Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

**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 con 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 novembre 2001, 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. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per le opere in progetto si prevede una **Classe d'Uso III**.

#### - Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$  :

$$V_R = V_N * C_U \quad (2.4.1)$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab.2.4.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

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$  anni.

Per cui si ha:

$$V_R = V_N * C_U = 50 * 1,5 = 75 \text{ anni}$$

Le nuove Norme Tecniche di Costruzione forniscono i dati necessari per definire la pericolosità sismica in condizioni ideali di sito rigido e con superficie topografica orizzontale per tutto il territorio nazionale e per diversi periodi di ritorno.

In particolare gli spettri di risposta elastici sono definiti dai parametri:

$$a_g - F_0 \text{ e } T^*_c$$

per periodi di ritorno  $T_R$  compresi fra 30 e 2475 anni.

I periodi di ritorno ( $T_R$ ) associati ai diversi stati limite dipendono dalla probabilità di superamento di ciascuno di essi nel periodo di riferimento  $V_R$  dell'opera secondo la legge:

$$T_R = - V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

Per valori inferiori a 30 anni si assume 30 anni, per valori superiori a 2475 anni si assume 2475 anni.

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE  
16,6682

LATTITUDINE  
41,1874

Ricerca per comune

REGIONE  
Puglia

PROVINCIA  
Bari

COMUNE  
Giovinazzo

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta |>

Variabilità dei parametri |>

---

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri |>

---

**Nodi del reticolo intorno al sito**



**Reticolo di riferimento**

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta



Interpolazione  
superficie rigata

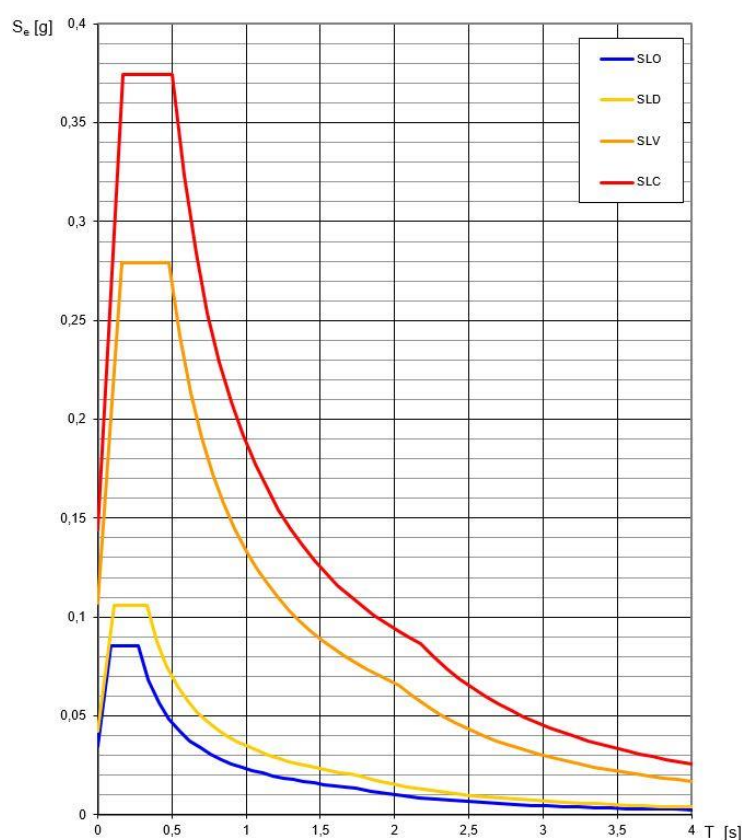
La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

I parametri sismici del Comune di Giovinazzo, per  $V_R = V_N * C_U = 50 * 1,5 = 75$  anni, sono riportati nella seguente tabella:

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$** 

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0,035	2,468	0,272
SLD	75	0,042	2,492	0,329
SLV	712	0,107	2,607	0,478
SLC	1462	0,144	2,604	0,501

**Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite****8 Stati Limite adottati in relazione alla prestazione attesa**

Gli **Stati Limite Ultimi** verificati sono:

- ✓ stato limite di equilibrio, al fine di controllare l'equilibrio globale della struttura e delle sue parti durante tutta la vita nominale comprese le fasi di costruzione e di riparazione;
- ✓ stato limite di collasso, corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento oppure delle deformazioni ultime del materiale e quindi della crisi o

eccessiva deformazione di una sezione, di una membratura o di un collegamento (escludendo fenomeni di fatica), o alla formazione di un meccanismo di collasso, o all'instaurarsi di fenomeni di instabilità dell'equilibrio negli elementi componenti o nella struttura nel suo insieme, considerando anche fenomeni locali d'instabilità dei quali si possa tener conto eventualmente con riduzione delle aree delle sezioni resistenti.

**Gli Stati Limite di Esercizio verificati sono:**

- ✓ stati limite di deformazione e/o spostamento, al fine di evitare deformazioni e spostamenti che possano compromettere l'uso efficiente della costruzione e dei suoi contenuti, nonché il suo aspetto estetico;

**Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) fondazione superficiale:**

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

- Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite: SLU di tipo geotecnico (GEO):
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno collasso per scorrimento sul piano di posa.

## **9 Relazione sulle fondazioni**

Il presente paragrafo costituisce l'elaborato di cui all'art. 17 della Legge n° 64/74 recante: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

L'area ove ricade il fabbricato, altimetricamente si trova a circa 10,00 mt. s.l.m.m. e si presenta sub-pianeggiante.

Un attento esame ai fabbricati presenti in zona non ha evidenziato lesioni alle loro strutture portanti, per cui, da quanto osservato e da quanto sinora detto, si può asserire che l'area è morfologicamente stabile.

I terreni dell'area esaminata insistono su una potente serie carbonatica di età cretacea (Calcere di Bari), costituita da calcari bioclastici, micritici e dolomitici e da zolle isolate di depositi pleistocenici trasgressivi.

L'area di stretto interesse progettuale, è ubicata all'interno del centro abitato.

Per la definizione del profilo stratigrafico del suolo, in base al D.M. 14 gennaio 2008 e del comportamento sismico, per la definizione della categoria di sottosuolo, in riferimento alla Tabella 3.2.II delle nuove N.T.C. 2008, il sottosuolo in esame rientra nella **Categoria di tipo "A"**.

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Per tenere conto delle specifiche condizioni topografiche del sito (punto 3.2.2 tabella 3.2.IV), sempre in base alle NTC 2008, in relazione all'andamento morfologico con pendenza media minore del 15%, è possibile classificare l'area di intervento come Categoria Topografica "T1", ed il relativo coefficiente di amplificazione topografica:  **$S_T = 1,00$** .

Tabella 3.2.IV – *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 $i > 30^\circ$

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale
- SLU di tipo strutturale (STR)
- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando che la condizione

$$Ed \leq Rd$$

sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

**Tabella 6.4.I** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Il software, utilizzato per il calcolo, oltre alla verifica della staticità dell'intero organismo ci permette di effettuare le verifiche geotecniche sulle fondazioni superficiali e quindi la loro "Capacità Portante" secondo il P.to 6.4.2. delle NTC D.M. 14/01/2008 seguendo uno dei due Approcci su definiti.

Il calcolo della Capacità Portante delle fondazioni è stata condotta secondo l'Approccio 2 e quindi in un'unica combinazione di gruppi di coefficienti:

Combinazione (A1, M1, R3).

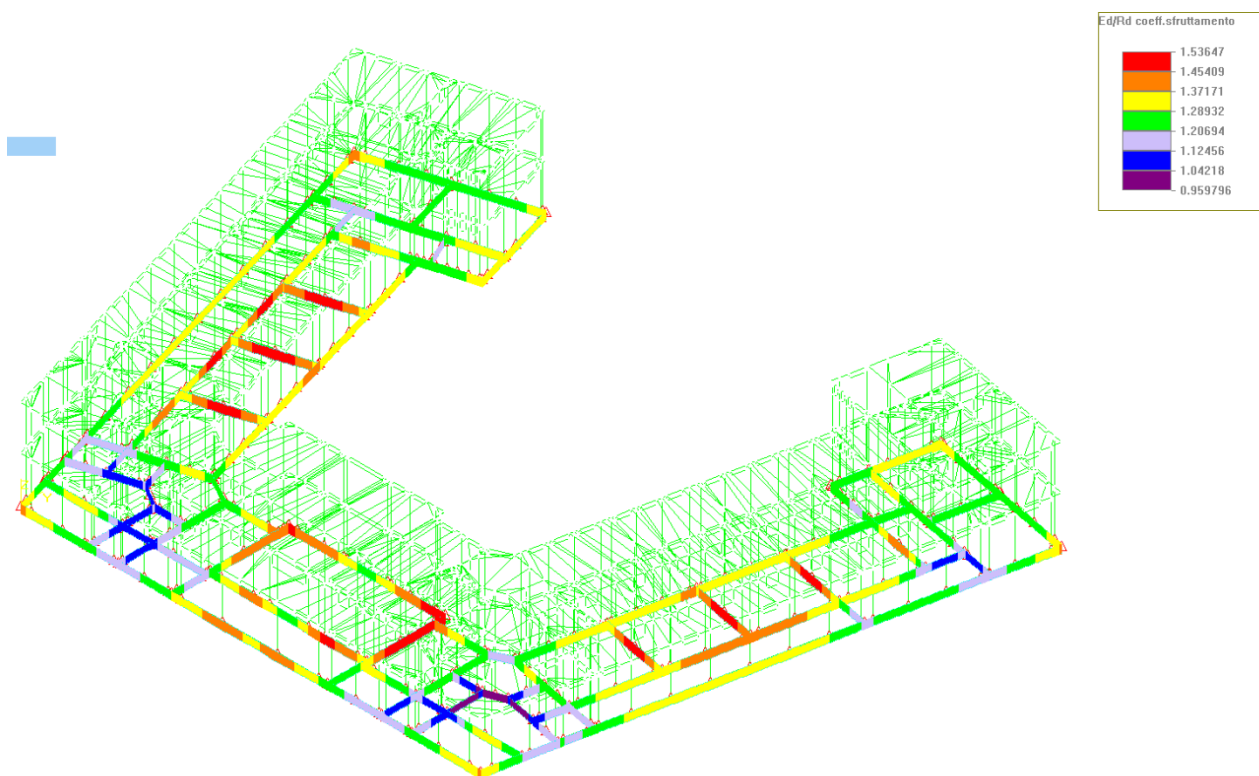
Come successione stratigrafica è stata ipotizzata una stratigrafia ricavata dalla letteratura e meglio descritta nella relazione geotecnica.

Strato n.	Qsup. Cm	Qinf. Cm	Spessore cm	Peso spec. Kg/cm3	FI gradi	C kg/cm2	E kg/cm2	ni	M kg/cm2
1 Dep. All.	0	100	100	0.0018	12	0.000	1000	0.20	150
2 Sintema San G.	100	500	400	0.0020	23	0.020	2000	0.20	230
3 Calcare di Bari	500	1500	1000	0.0016	32	2.000	2200	0.20	300

Dai tabulati di calcolo si riscontrano le tensioni massime sul terreno scaricate dalle travi di fondazione e dalle analisi condotte secondo l'Approccio 2 si riscontrano i valori massimi di FS (fattore di sfruttamento) ottenuto dal rapporto tra Ed e Rd.

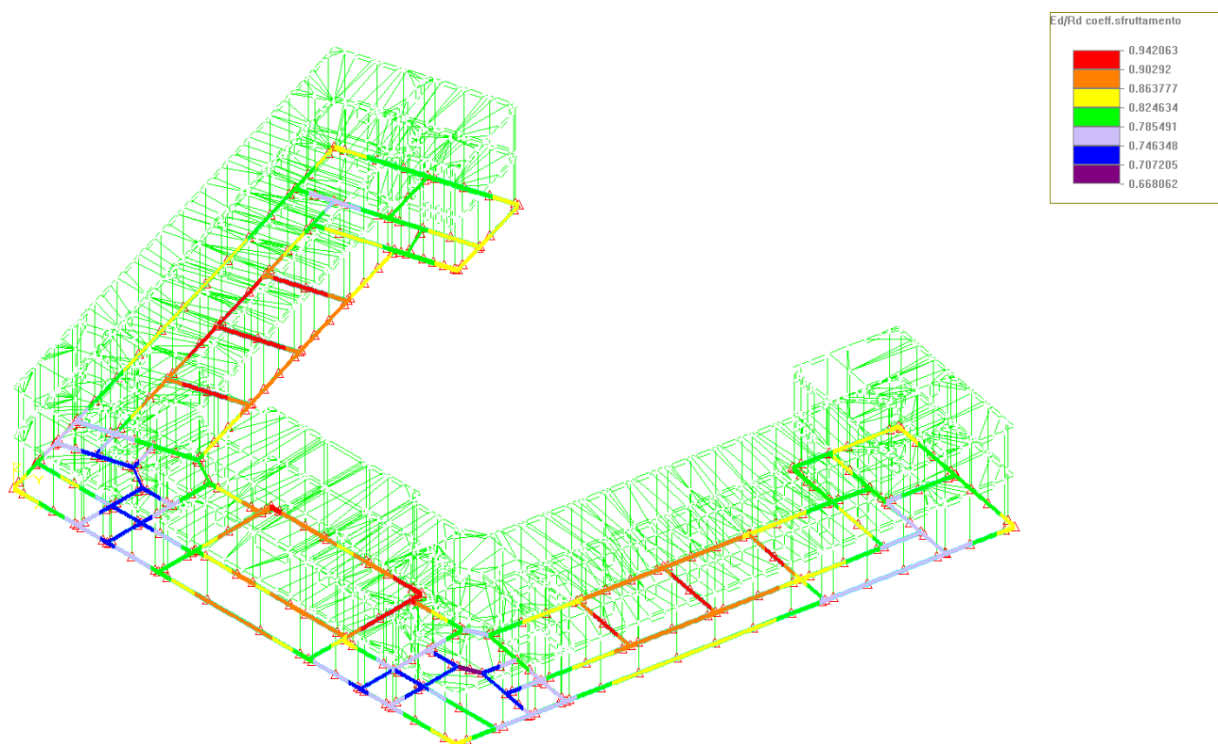
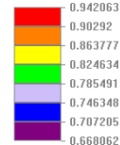


Dai Tabulati di calcolo si evince che tutti gli elementi "Travi di fondazione" non risultano essere verificati in quanto il Fattore di Sfruttamento (FS) risulta essere sempre superiore all'unità: **FS > 1**.



Sono state quindi previsti interventi a sandwich con la realizzazione di travi in c.a. ai lati delle travi di fondazione collegate tra loro mediante apposite barre filettate al fine di aumentare l'area di contatto fondazioni-terreno e diminuire quindi il carico unitario.

Dall'analisi condotta della struttura post-intervento sono stati riscontrati fattori di sfruttamento (FS) inferiori all'unità, quindi tutte le travi di fondazione risultano verificate.

E<sub>d</sub>/F<sub>d</sub> coeff. sfruttamento

## 10 Carichi e sovraccarichi

Per quanto riguarda l'applicazione dei carichi variabili, si fa riferimento alla Tabella 3.1.II del D.M. 14/01/2008:

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

Cat.	Ambienti	q <sub>k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	Q <sub>k</sub> [kN]	H <sub>k</sub> [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale.</b> Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	<b>Uffici.</b> Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b> Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	<b>Ambienti ad uso commerciale</b> Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie, ...	5,00	5,00	2,00
E	<b>Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.</b> Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	6,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	—	—	—
F-G	<b>Rimesse e parcheggi.</b> Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 × 10,00	1,00**
	Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN; da valutarsi caso per caso	—	—	—
H	<b>Coperture e sottotetti</b> Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili	secondo categoria di appartenenza		
	Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	—	—	—

\* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati

\*\* per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso

e cioè:

- Per i solai di interpiano: Cat. C1;
- Coperture: Cat. H1.

### 10.1 Azione del vento

Il presente capitolo consiste nella valutazione dell'azione del vento come da normativa di riferimento DM2008. L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente alla struttura e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi.

Il calcolo va condotto considerando:

- Coefficiente di forma, funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;
- Coefficiente dinamico.

La scelta della categoria di esposizione si indirizza, come da mappatura nazionale, alla zona n° 3. Per il calcolo dell'azione del vento si è tenuto conto dei parametri seguenti, considerando come classe di rugosità del terreno la tipologia B ovvero "Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m":

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
3	27	500	0,02
$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])			10
$T_R$ (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b$ ( $T_R = 50$ [m/s])			27,000
$\alpha_R$ ( $T_R$ )			1,03924
$v_b$ ( $T_R$ ) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s])			28,059

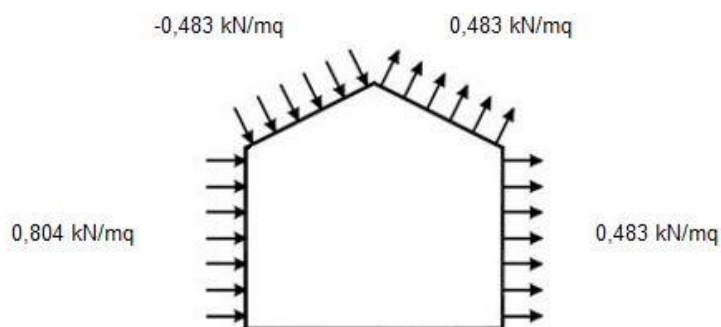
$p$ (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
$q_b$ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
$c_e$ (coefficiente di esposizione)
$c_p$ (coefficiente di forma)
$c_d$ (coefficiente dinamico)



Dopo aver studiato le varie combinazioni di calcolo si è proceduto alla scelta di quella più sfavorevole, ovvero considerando i due carichi laterali positivi e negati (combinati) dei seguenti valori:

$$q_b = 492,08 \text{ N/mq};$$

$$\rho = 0,804 \text{ kN/mq}.$$



## 10.2 Azione della neve

Per le valutazioni dell'azione della neve si è proceduto al calcolo secondo quanto riportato nei capitoli 3.3 e 3.4 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D. Min. Infrastrutture 14.01.2008).

Il calcolo è stato condotto sulla base dei seguenti criteri:

- Zona di interesse;
- Valore caratteristico della neve al suolo;
- Coefficiente termico;
- Coefficiente di esposizione;
- Valore del carico della neve al suolo;
- Coefficiente di forma.

Si riportano di seguito gli estratti di calcolo estrapolati dal foglio computazionale:

○	<b>Zona I - Alpina</b> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<b>Zona I - Mediterranea</b> Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
●	<b>Zona II</b> Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<b>Zona III</b> Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

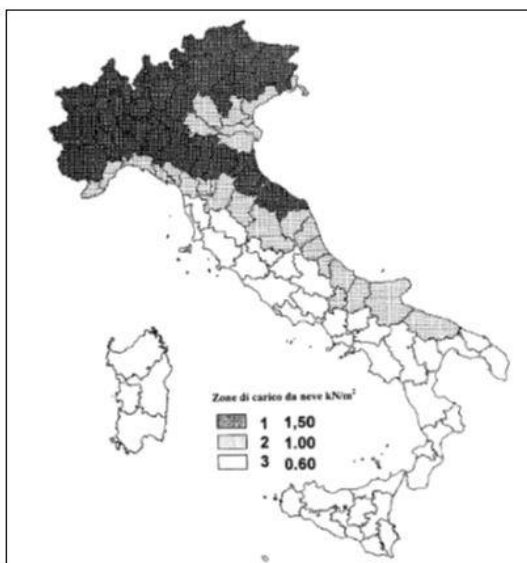
$q_s$  (carico neve sulla copertura [N/mq]) =  $\mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$   
 $\mu_i$  (coefficiente di forma)  
 $q_{sk}$  (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])  
 $C_E$  (coefficiente di esposizione)  
 $C_t$  (coefficiente termico)

**Valore caratteristico della neve al suolo**

$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])	10
$q_{sk}$ (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1,00

**Coefficiente termico**

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



**Coefficiente di esposizione**

Topografia	Descrizione	$C_E$
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

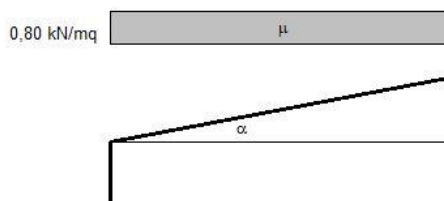
**Valore del carico della neve al suolo**

$q_s$ (carico della neve al suolo [kN/mq])	1,00
--	------

**Coefficiente di forma (copertura ad una falda)**

$\alpha$ (inclinazione falda [°])	0
-----------------------------------	---

$\mu$	0,8
-------	-----



## 11 Identificazione delle categorie di sottosuolo

Per l'analisi sismica della struttura, per l'identificazione delle categorie di suolo e la definizione del Vs30, cioè della velocità media di propagazione entro 30 m. di profondità delle onde di taglio, in merito non risulta che sia stata nessuna indagine MASW e non ci è stata fornita nessuna documentazione riguardante studi geologici.

Dal sopralluogo effettuato, da ricerche storiche e dall'analisi geologiche effettuate nelle vicinanze del fabbricato oggetto di studio, per la definizione dei parametri sismici della zona abbiamo assunto come categoria di suolo di tipo "A".

## 12 Valutazione della sicurezza

Per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo che miri a:

- Stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle condizioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC 2008 oppure;
- Determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali

## 13 Definizione del livello di conoscenza e del fattore di confidenza

Sulla base degli approfondimenti effettuati nonché dei dati conoscitivi in possesso è possibile individuare diversi "**livelli di conoscenza**" dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali) e definire i correlati fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello, in ottemperanza al Cap. 8 alle NTC 2008 ed a quanto stabilito nel Cap. C8A.1.A.3 dell'allegato A appendice C8 della Circolare Ministeriale 2 febbraio 2009 n. 617, da quanto sintetizzato nella Tab. C8A.1.1 della CM n.617 del 02/02/09.

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete. Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2		verifiche in situ estese ed esaustive	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		1.20
LC3			Indagini in situ esaustive - caso a) (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 - caso b) (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, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). - caso c) (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 medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

Si rientra nel caso di **Conoscenza limitata LC1** con il relativo **Fattore di confidenza** corrispondente **FC=1,35**.

#### 14 Origine e caratteristiche dei Codici di Calcolo – Software utilizzato

I calcoli dell'edificio è stato elaborato col seguente programma di calcolo:

##### Software utilizzato – tipo di elaboratore

\*\*\*\*\*

CIVILSOFT v.windows 7.10

progettazione interattiva di strutture civili ed industriali

prodotto e distribuito da ASG srl PIACENZA Tel 0523/337389 Fax 0523/337071

n° licenza 1200A001

\*\*\*\*\*

ove il solutore è il seguente:

- Xfinest 2016.

Si intende con ciò parlare sia di linearità materiale (proporzionalità tra tensioni e deformazioni), sia di linearità geometrica (proporzionalità tra carichi e spostamenti). Effettua il calcolo sia in campo statico sia in campo dinamico.

Nel primo caso la routine di risoluzione opera secondo l'algoritmo di Gauss sulla matrice globale suddivisa in blocchi memorizzati su memoria periferica. Nel secondo caso si può optare per un'analisi modale o per una integrazione diretta passo-passo delle equazioni del moto. I carichi possono essere specificati sia come azioni concentrate applicate ai nodi, sia come forze (o momenti) concentrate o distribuite o variazioni agenti all'interno del singolo elemento.

È importante sottolineare che il solutore Xfinest della Harpaceas permette di svolgere analisi statiche, dinamiche (con il metodo dello spettro di risposta) ed in frequenza. In ambito statico possono essere affrontate analisi non lineari per materiale (push-over a plasticità diffusa, elementi resistenti solo a trazione o compressione) e per geometria (analisi in grandi spostamenti).  
Elaboratore utilizzato:

Elaboratore utilizzato:

<b>MARCA</b>	Acer
<b>MODELLO</b>	Aspire M1930
<b>PROCESSORE</b>	Intel Pentium i3
<b>RAM</b>	8,0 GB
<b>S.O.</b>	Windows 10 Pro
<b>REGISTRAZIONE</b>	00330-80000-00000-AA740

## **15 Informazioni generali sull'elaborazione, Dichiarazione di attendibilità ed affidabilità dei risultati**

Avendo esaminato preliminarmente le basi teoriche e i campi di impiego del software utilizzato, nonché i casi prova e i prototipi, forniti dal distributore, si ritiene che il metodo adottato per rappresentare la struttura in oggetto e le ipotesi di base su cui il codice di calcolo si pone, siano



adeguati al caso reale e che i risultati siano attendibili e conformi a quelli ottenuti su modelli semplificativi.

Nel software sono presenti degli strumenti di autodiagnostica, atti a controllare ed evidenziare, in fase di input e di elaborazione, eventuali valori non coerenti dei dati, il cui utilizzo potrebbe compromettere la corretta elaborazione dei risultati.

Si sono effettuati degli esami e dei controlli sui risultati ottenuti sull'elaborazioni eseguite accertando il corretto comportamento dei modelli di calcolo.

## **16 Valutazione dei risultati e Giudizio Motivato sulla loro accettabilità**

La visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

## **17 Verifiche di sicurezza sismica**

La valutazione della sicurezza è stata condotta con riferimento allo Stato Limite Ultimi di Salvaguardia della Vita (SLV).

Essa è finalizzata alla determinazione dell'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di carico di progetto, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalla NTC 2008, definiti dai coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali.

Da un punto di vista operativo la valutazione della sicurezza consiste nei seguenti passaggi:

- 1) Determinazione della "Domanda", espressa in termini di periodo di ritorno dell'azione sismica di riferimento.
- 2) Determinazione della "Capacità" sismica dell'edificio, espressa in termini di periodo di ritorno (TRC) dell'azione sismica corrispondente al raggiungimento dello stato limite ultimo considerato.
- 3) Definizione dell'Indice di Rischio come rapporto tra Capacità/Domanda.

## 18 Risultati ottenuti

Al fine di verificare la capacità della struttura della scuola di resistere al sisma è stata eseguita la modellazione tridimensionale a telai equivalenti sullo stato di fatto dell'edificio scolastico in oggetto.

Nella schematizzazione a telai equivalenti il generico maschio murario viene modellato con un elemento finito tipo "beam" verticale, deformabile flessionalmente e a taglio, collegato a ciascuna delle 2 estremità ad un ulteriore elemento finito verticale "rigido" corrispondente al "nodo" intersezione delle fasce murarie orizzontali e verticali. In questo modo il generico maschio murario viene modellato, come in uno schema unifilare, con la sua linea d'asse, quindi per ricomporre nel modello FEM complessivo l'ingombro in pianta del maschio stesso, è necessario prevedere in testa al medesimo, due ulteriori tratti "rigidi" orizzontali (anch'essi schematizzati con elementi finiti beam) lunghi ciascuno quanto la semilarghezza del maschio e collegati all'altro estremo con il cordolo e/o gli altri elementi orizzontali di muratura sopra o sotto-finestra. Il collegamento (eventuale) tra due maschi adiacenti così modellati, è costituito dall'eventuale tratto di cordolo orizzontale qualora presente e/o da altre due eventuali travi in muratura agenti in "parallelo" con il cordolo, corrispondenti alle fasce di piano in muratura di soprafinestra e sottofinestra, con sezione rettangolare larghe quanto lo spessore del muro cui appartengono e alte quanto la distanza tra il bordo superiore (rispettivamente inferiore) dell'apertura e il piano soprastante (rispettivamente sottostante).

La modellazione strutturale è stata affrontata trascurando le travi di fondazione ma vincolando rigidamente alla base la struttura mediante vincoli tipo incastro. È consuetudine infatti, nell'analisi pushover, modellare separatamente fondazioni e sovrastruttura in quanto una

fondazione su suolo alla Winkler potrebbe falsare l'analisi sismica con periodi di vibrazioni elevati in quanto le ipotesi di Winkler smorzerebbero l'azione sismica.

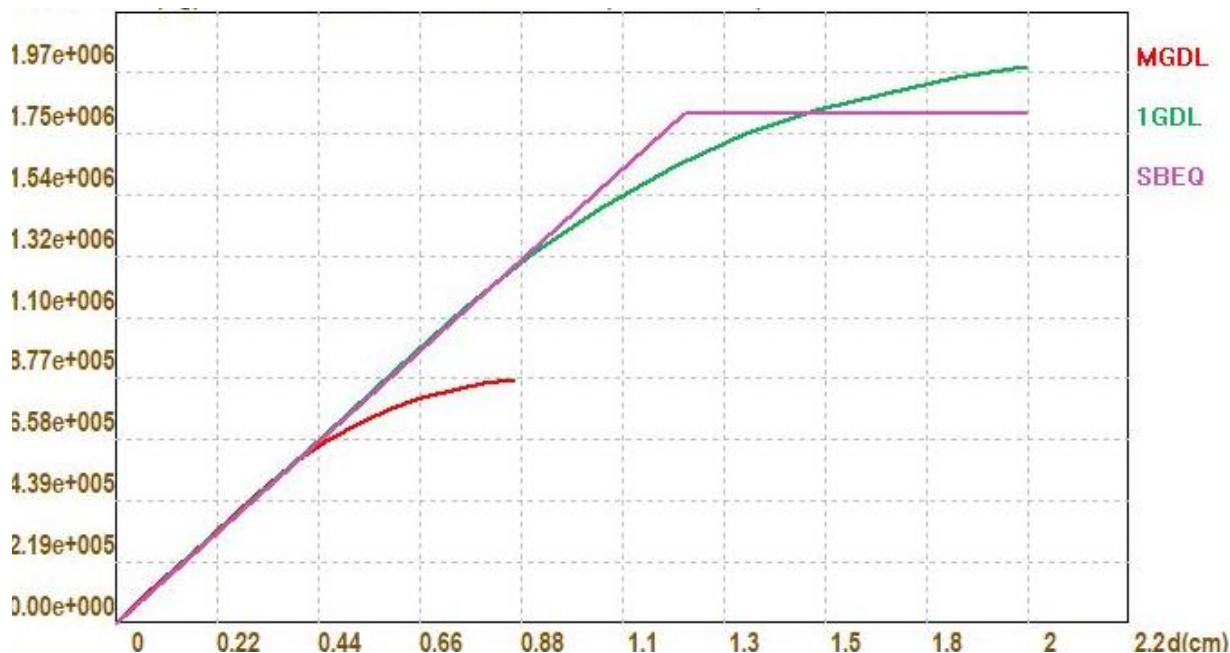
Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche della muratura non sono state eseguite indagini e prove sulla struttura, al fine di eseguire un'analisi sismica della struttura, tali caratteristiche sono state estrapolate dalla tabella C8A.2.1, ipotizzando una muratura costituita da conci di calcarenite:

Tipologia di muratura	$f_m$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/cm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	G (N/mm <sup>2</sup> )	w (kN/m <sup>3</sup> )
	Min-max	Min-max	Min-max	Min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$ )	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

La struttura è stata quindi esaminata mediante l'analisi statica non lineare (analisi pushover), che consiste nell'analizzare il comportamento evolutivo della struttura, soggetta oltre che ai carichi verticali contemporanei all'azione del sisma, a più distribuzioni di forze laterali, crescenti ciascuna in modo monotono, sino al raggiungimento delle condizioni di collasso, globale o locale, monitorando nel contempo lo spostamento di un punto di riferimento (nodo di controllo, i.e.), solitamente localizzato a livello dell'impalcato di copertura dell'ultimo piano.

Le curve così ottenute, che riportano in ascissa lo spostamento del nodo di controllo, e in ordinata il taglio complessivo alla base dell'edificio, sono dette "Curve di Capacità", e servono per ricondurre, per ogni direzione e verso di spinta, il comportamento complesso dell'intera struttura a

molteplici gradi di libertà, ad una più semplice struttura a 1 solo grado di libertà a comportamento bilineare equivalente, che approssima e semplifica il calcolo della risposta della struttura.



Sulla base della risposta del sistema si valuta la deformata effettiva dell'edificio e in particolare, lo spostamento del punto di controllo: affinché la verifica nella direzione di spinta considerata sia soddisfatta, occorre che lo spostamento del punto di controllo sia inferiore allo spostamento massimo raggiunto nella Curva di Capacità corrispondente.

Dall'analisi dello stato di fatto sono stati ricavati gli indici di rischio per tutte le direzioni ottenendo tutti i valori inferiori all'unità e quindi valori di non verifica compresi tra 0,33 e 0,35.

#### Curva di pushover X+

Domanda sismica spostamento (cm)	Capacità sismica spostamento (cm)	PGA_slv (g)	PGA_amm. (g)	Ind.rischio sismico PGA_amm/PGA_slv
0.191	0.060	0.160	0.053	<b><u>0.33 nv</u></b>

#### Curva di pushover X-

Domanda sismica spostamento (cm)	Capacità sismica spostamento (cm)	PGA_slv (g)	PGA_amm. (g)	Ind.rischio sismico PGA_amm/PGA_slv
0.158	0.050	0.160	0.053	<b><u>0.33 nv</u></b>

#### Curva di pushover Y+

Domanda sismica spostamento (cm)	Capacità sismica spostamento (cm)	PGA_slv (g)	PGA_amm. (g)	Ind.rischio sismico PGA_amm/PGA_slv
0.744	0.150	0.160	0.055	<b><u>0.35 nv</u></b>

**Curva di pushover Y-**

Domanda sismica spostamento (cm)	Capacità sismica spostamento (cm)	PGA_slv (g)	PGA_amm. (g)	Ind.rischio sismico PGA_amm/PGA_slv
0.993	0.200	0.160	0.055	<b><u>0.34 nv</u></b>

È stata poi eseguita la stessa analisi statica non lineare (analisi pushover) dopo aver inserito le nuove caratteristiche della struttura post-intervento, valutandone la sicurezza ed ottenendo valori dell'indice di rischio superiori all'unità e quindi valori di verifica.

**Curva di pushover X+**

Domanda sismica spostamento (cm)	Capacità sismica spostamento (cm)	PGA_slv (g)	PGA_amm. (g)	Ind.rischio sismico PGA_amm/PGA_slv
0.538	1.267	0.160	0.264	1.65 verific.

**Curva di pushover X-**

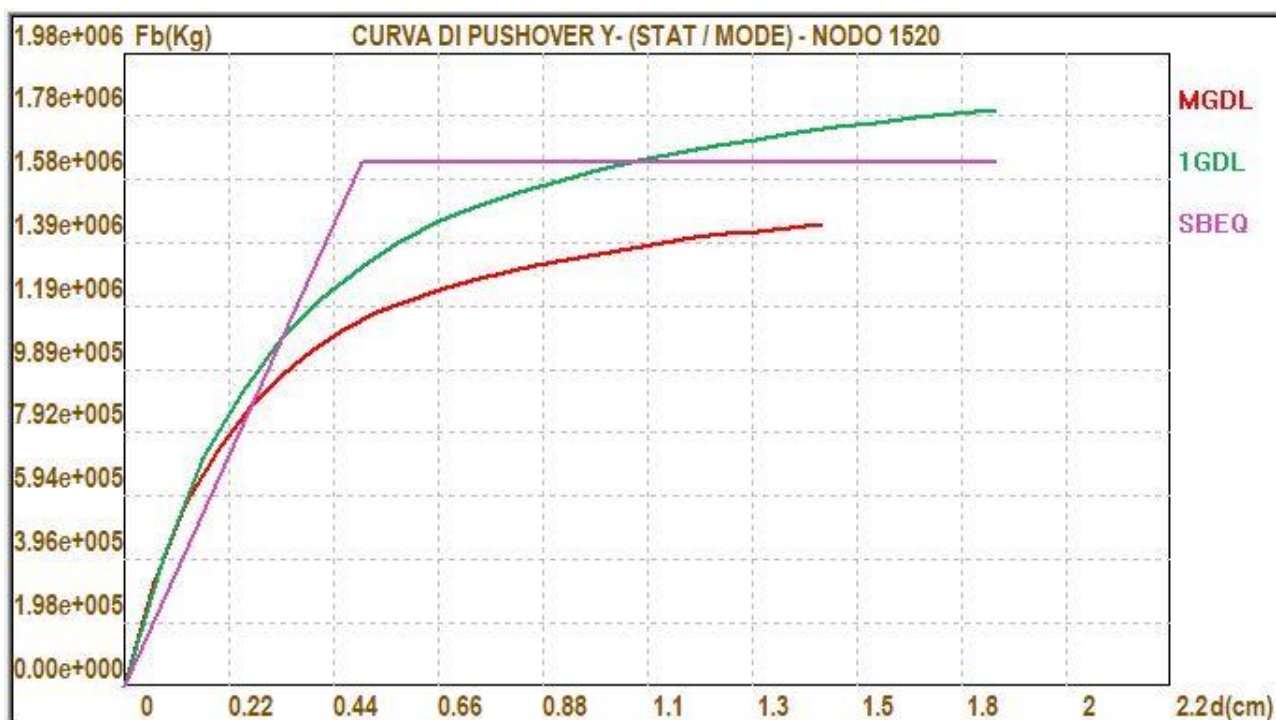
Domanda sismica spostamento (cm)	Capacità sismica spostamento (cm)	PGA_slv (g)	PGA_amm. (g)	Ind.rischio sismico PGA_amm/PGA_slv
0.524	2.000	0.160	0.363	2.27 verific.

**Curva di pushover Y+**

Domanda sismica spostamento (cm)	Capacità sismica spostamento (cm)	PGA_slv (g)	PGA_amm. (g)	Ind.rischio sismico PGA_amm/PGA_slv
0.811	1.533	0.160	0.261	1.63 verific.

**Curva di pushover Y-**

Domanda sismica spostamento (cm)	Capacità sismica spostamento (cm)	PGA_slv (g)	PGA_amm. (g)	Ind.rischio sismico PGA_amm/PGA_slv
0.798	1.467	0.160	0.255	1.59 verific.



19 Relazione di calcolo

Relazione

```
*****
*
*          CIVILSOFT v.windows 6.997
*
*      progettazione interattiva di strutture civili ed industriali
*
*
*
*
* prodotto e distribuito da ASG srl PIACENZA Tel 0523/337389 Fax 0523/337071
*
*
*****
*
*
*
*
*          RELAZIONE DI CALCOLO
*
*
*
*****
```

```
=====
DATI: PARAMETRI SISMICI (ANALISI DINAMICA LINEARE)
=====
```

```
Normativa sismica          : NTC 14/01/2008
Metodo di Analisi         : Analisi Dinamica Lineare (Modale & Spettro di
Risposta)
N.ro modi                  :          30
Quota fondazioni          :          0.00
Angolo ingresso sisma dir.1-Asse x :          0.0
Angolo ingresso sisma dir.2-Asse x :          90.0
Categoria suolo           :          A
Zona topografica          :          1
Coeff. smorzamento       :          5.00
Coeff. struttura 'q' per SLU comp.oriz.:          2.80
Coeff. struttura 'q' per SLU comp.vert.:          1.50
ag per SLU                 :          0.160 (g)
F0 per SLU                 :          2.595
Tc* per SLU                :          0.500 sec.
ag per SLE                 :          0.063 (g)
F0 per SLE                 :          2.598
Tc* per SLE                :          0.405 sec.
```

```
=====
MODI PROPRI DI VIBRAZIONE
=====
```

MODO n.ro	FREQUENZA (Hertz)	PERIODO (sec)
1	6.52539	0.15325
2	7.40705	0.13501
3	8.04233	0.12434
4	8.13123	0.12298
5	8.78976	0.11377
6	11.70239	0.08545
7	12.80173	0.07811

Relazione

8	14.34243	0.06972
9	14.90004	0.06711
10	15.92493	0.06279
11	16.47403	0.06070
12	16.74544	0.05972
13	17.00794	0.05880
14	17.16415	0.05826
15	17.30390	0.05779
16	17.59887	0.05682
17	17.79886	0.05618
18	18.14605	0.05511
19	18.20129	0.05494
20	18.58054	0.05382
21	18.87198	0.05299
22	18.96849	0.05272
23	19.09755	0.05236
24	19.13976	0.05225
25	19.35089	0.05168
26	19.59702	0.05103
27	19.65640	0.05087
28	19.97328	0.05007
29	20.01287	0.04997
30	20.28267	0.04930

=====

MASSA TOTALE PER L'ANALISI SISMICA

=====

MASSA TOTALE (IN UNITA' DI FORZA)	=	9421433.1 Kg
MASSA TOTALE DIR. X (IN UNITA' DI FORZA)	=	9421433.1 Kg
MASSA TOTALE DIR. Y (IN UNITA' DI FORZA)	=	9421433.1 Kg
MASSA TOTALE DIR. Z (IN UNITA' DI FORZA)	=	9421433.1 Kg

=====

COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE MODALI E MASSA ECCITATA

=====

MODO n.ro	DIREZIONE X	DIREZIONE Y	DIREZIONE Z
1	-8.65671	-70.52079	0.19936
2	-40.60891	10.82511	-0.02031
3	-35.90778	-7.53186	0.48012
4	11.16479	57.83577	0.14422
5	67.98612	-16.50684	-0.27213
6	1.57428	2.81817	-0.71300
7	0.69464	2.74125	15.36971
8	-4.62252	2.32863	-0.50983
9	2.61814	16.45432	1.07684
10	-3.25684	-3.40964	0.52717
11	5.53858	-7.91911	-3.23694
12	-3.17442	5.04306	-25.13922
13	-4.93953	5.64143	18.29084
14	-0.34522	-0.49101	37.48084
15	-2.80167	-2.88269	-45.67685
16	4.34150	5.08044	6.48213
17	0.91284	0.77185	-25.00095
18	-4.03173	-4.34963	19.96709



			Relazione
19	2.21696	4.68765	-18.79934
20	-3.54604	4.12429	1.72949
21	-3.02189	-2.27327	12.42793
22	-3.98427	-0.43878	-23.62984
23	2.14433	-1.41286	5.94922
24	0.31034	-0.28868	-27.16306
25	-4.88801	-0.51013	1.61714
26	7.89257	6.93447	-10.31411
27	-4.53918	-8.54386	16.80967
28	-7.22748	0.87424	-1.56702
29	5.49744	7.38909	27.08895
30	-0.78712	-0.70132	-8.55705

MASSA ECCITATA IN DIREZIONE X = 8148.1 Kgsec2/cm %MASSA ECCITATA DIR. X = 0.85  
 MASSA ECCITATA IN DIREZIONE Y = 9465.3 Kgsec2/cm %MASSA ECCITATA DIR. Y = 0.99  
 MASSA ECCITATA IN DIREZIONE Z = 8816.3 Kgsec2/cm %MASSA ECCITATA DIR. Z = 0.92

=====

TABELLA SPETTRO DI RISPOSTA S.L.U.

=====

PUNTO n.ro	PERIODO (sec)	a/g
1	0.00	0.16000
2	0.05	0.15680
3	0.09	0.15360
4	0.14	0.15039
5	0.18	0.14829
6	0.23	0.14829
7	0.27	0.14829
8	0.32	0.14829
9	0.36	0.14829
10	0.41	0.14829
11	0.46	0.14829
12	0.50	0.14796
13	0.55	0.13563
14	0.59	0.12519
15	0.64	0.11625
16	0.68	0.10850
17	0.73	0.10172
18	0.77	0.09574
19	0.82	0.09042
20	0.87	0.08566
21	0.91	0.08138
22	0.96	0.07750
23	1.00	0.07398
24	1.05	0.07076
25	1.09	0.06781
26	1.14	0.06510
27	1.18	0.06260
28	1.23	0.06028
29	1.28	0.05813
30	1.32	0.05612
31	1.37	0.05425

Relazione

32	1.41	0.05250
33	1.46	0.05086
34	1.50	0.04932
35	1.55	0.04787
36	1.59	0.04650
37	1.64	0.04521
38	1.69	0.04399
39	1.73	0.04283
40	1.78	0.04173
41	1.82	0.04069
42	1.87	0.03970
43	1.91	0.03875
44	1.96	0.03785
45	2.00	0.03699
46	2.05	0.03617
47	2.10	0.03538
48	2.14	0.03463
49	2.19	0.03391
50	2.23	0.03321
51	2.28	0.03201
52	2.32	0.03200
53	2.37	0.03200
54	2.41	0.03200
55	2.46	0.03200
56	2.51	0.03200
57	2.55	0.03200
58	2.60	0.03200
59	2.64	0.03200
60	2.69	0.03200
61	2.73	0.03200
62	2.78	0.03200
63	2.82	0.03200
64	2.87	0.03200
65	2.92	0.03200
66	2.96	0.03200
67	3.01	0.03200
68	3.05	0.03200
69	3.10	0.03200
70	3.14	0.03200
71	3.19	0.03200
72	3.23	0.03200
73	3.28	0.03200
74	3.33	0.03200
75	3.37	0.03200
76	3.42	0.03200
77	3.46	0.03200
78	3.51	0.03200
79	3.55	0.03200
80	3.60	0.03200
81	3.64	0.03200
82	3.69	0.03200
83	3.74	0.03200
84	3.78	0.03200
85	3.83	0.03200
86	3.87	0.03200
87	3.92	0.03200
88	3.96	0.03200
89	4.01	0.03200

Relazione

90                    4.05                    0.03200

=====

TABELLA SPETTRO DI RISPOSTA S.L.D.

=====

PUNTO n.ro	PERIODO (sec)	a/g
1	0.00	0.06300
2	0.05	0.09697
3	0.09	0.13094
4	0.14	0.16367
5	0.18	0.16367
6	0.23	0.16367
7	0.27	0.16367
8	0.32	0.16367
9	0.36	0.16367
10	0.41	0.16168
11	0.46	0.14551
12	0.50	0.13228
13	0.55	0.12126
14	0.59	0.11193
15	0.64	0.10394
16	0.68	0.09701
17	0.73	0.09094
18	0.77	0.08559
19	0.82	0.08084
20	0.87	0.07658
21	0.91	0.07276
22	0.96	0.06929
23	1.00	0.06614
24	1.05	0.06327
25	1.09	0.06063
26	1.14	0.05820
27	1.18	0.05597
28	1.23	0.05389
29	1.28	0.05197
30	1.32	0.05018
31	1.37	0.04850
32	1.41	0.04694
33	1.46	0.04547
34	1.50	0.04409
35	1.55	0.04280
36	1.59	0.04157
37	1.64	0.04042
38	1.69	0.03933
39	1.73	0.03829
40	1.78	0.03731
41	1.82	0.03638
42	1.87	0.03519
43	1.91	0.03353
44	1.96	0.03199
45	2.00	0.03056
46	2.05	0.02921
47	2.10	0.02796
48	2.14	0.02678
49	2.19	0.02568
50	2.23	0.02464

Relazione

51	2.28	0.02366
52	2.32	0.02274
53	2.37	0.02188
54	2.41	0.02106
55	2.46	0.02029
56	2.51	0.01956
57	2.55	0.01886
58	2.60	0.01821
59	2.64	0.01758
60	2.69	0.01699
61	2.73	0.01643
62	2.78	0.01590
63	2.82	0.01539
64	2.87	0.01490
65	2.92	0.01444
66	2.96	0.01400
67	3.01	0.01358
68	3.05	0.01318
69	3.10	0.01279
70	3.14	0.01242
71	3.19	0.01207
72	3.23	0.01173
73	3.28	0.01141
74	3.33	0.01110
75	3.37	0.01080
76	3.42	0.01052
77	3.46	0.01024
78	3.51	0.00998
79	3.55	0.00972
80	3.60	0.00948
81	3.64	0.00924
82	3.69	0.00902
83	3.74	0.00880
84	3.78	0.00859
85	3.83	0.00838
86	3.87	0.00819
87	3.92	0.00800
88	3.96	0.00782
89	4.01	0.00764
90	4.05	0.00747

=====

TABELLA SPETTRO DI RISPOSTA VERTICALE S.L.U.

=====

PUNTO n.ro	PERIODO (sec)	a/g
1	0.00	0.08640
2	0.05	0.14387
3	0.09	0.14947
4	0.14	0.14947
5	0.18	0.12304
6	0.23	0.09843
7	0.27	0.08203
8	0.32	0.07031
9	0.36	0.06152
10	0.41	0.05468
11	0.46	0.04922

Relazione

12	0.50	0.04474
13	0.55	0.04101
14	0.59	0.03786
15	0.64	0.03515
16	0.68	0.03281
17	0.73	0.03200
18	0.77	0.03200
19	0.82	0.03200
20	0.87	0.03200
21	0.91	0.03200
22	0.96	0.03200
23	1.00	0.03200
24	1.05	0.03200
25	1.09	0.03200
26	1.14	0.03200
27	1.18	0.03200
28	1.23	0.03200
29	1.28	0.03200
30	1.32	0.03200
31	1.37	0.03200
32	1.41	0.03200
33	1.46	0.03200
34	1.50	0.03200
35	1.55	0.03200
36	1.59	0.03200
37	1.64	0.03200
38	1.69	0.03200
39	1.73	0.03200
40	1.78	0.03200
41	1.82	0.03200
42	1.87	0.03200
43	1.91	0.03200
44	1.96	0.03200
45	2.00	0.03200
46	2.05	0.03200
47	2.10	0.03200
48	2.14	0.03200
49	2.19	0.03200
50	2.23	0.03200
51	2.28	0.03200
52	2.32	0.03200
53	2.37	0.03200
54	2.41	0.03200
55	2.46	0.03200
56	2.51	0.03200
57	2.55	0.03200
58	2.60	0.03200
59	2.64	0.03200
60	2.69	0.03200
61	2.73	0.03200
62	2.78	0.03200
63	2.82	0.03200
64	2.87	0.03200
65	2.92	0.03200
66	2.96	0.03200
67	3.01	0.03200
68	3.05	0.03200
69	3.10	0.03200

Relazione

70	3.14	0.03200
71	3.19	0.03200
72	3.23	0.03200
73	3.28	0.03200
74	3.33	0.03200
75	3.37	0.03200
76	3.42	0.03200
77	3.46	0.03200
78	3.51	0.03200
79	3.55	0.03200
80	3.60	0.03200
81	3.64	0.03200
82	3.69	0.03200
83	3.74	0.03200
84	3.78	0.03200
85	3.83	0.03200
86	3.87	0.03200
87	3.92	0.03200
88	3.96	0.03200
89	4.01	0.03200
90	4.05	0.03200

=====

TABELLA SPETTRO DI RISPOSTA VERTICALE S.L.D.

=====

PUNTO n.ro	PERIODO (sec)	a/g
1	0.00	0.02135
2	0.05	0.05243
3	0.09	0.05546
4	0.14	0.05546
5	0.18	0.04565
6	0.23	0.03652
7	0.27	0.03044
8	0.32	0.02609
9	0.36	0.02283
10	0.41	0.02029
11	0.46	0.01826
12	0.50	0.01660
13	0.55	0.01522
14	0.59	0.01405
15	0.64	0.01304
16	0.68	0.01217
17	0.73	0.01141
18	0.77	0.01074
19	0.82	0.01015
20	0.87	0.00961
21	0.91	0.00913
22	0.96	0.00870
23	1.00	0.00828
24	1.05	0.00758
25	1.09	0.00696
26	1.14	0.00641
27	1.18	0.00593
28	1.23	0.00550
29	1.28	0.00511
30	1.32	0.00477

Relazione

31	1.37	0.00445
32	1.41	0.00417
33	1.46	0.00391
34	1.50	0.00368
35	1.55	0.00347
36	1.59	0.00327
37	1.64	0.00309
38	1.69	0.00293
39	1.73	0.00278
40	1.78	0.00264
41	1.82	0.00251
42	1.87	0.00238
43	1.91	0.00227
44	1.96	0.00217
45	2.00	0.00207
46	2.05	0.00198
47	2.10	0.00189
48	2.14	0.00181
49	2.19	0.00174
50	2.23	0.00167
51	2.28	0.00160
52	2.32	0.00154
53	2.37	0.00148
54	2.41	0.00143
55	2.46	0.00137
56	2.51	0.00133
57	2.55	0.00128
58	2.60	0.00123
59	2.64	0.00119
60	2.69	0.00115
61	2.73	0.00111
62	2.78	0.00108
63	2.82	0.00104
64	2.87	0.00101
65	2.92	0.00098
66	2.96	0.00095
67	3.01	0.00092
68	3.05	0.00089
69	3.10	0.00087
70	3.14	0.00084
71	3.19	0.00082
72	3.23	0.00080
73	3.28	0.00077
74	3.33	0.00075
75	3.37	0.00073
76	3.42	0.00071
77	3.46	0.00069
78	3.51	0.00068
79	3.55	0.00066
80	3.60	0.00064
81	3.64	0.00063
82	3.69	0.00061
83	3.74	0.00060
84	3.78	0.00058
85	3.83	0.00057
86	3.87	0.00055
87	3.92	0.00054
88	3.96	0.00053

Relazione

89 4.01 0.00052  
 90 4.05 0.00051

=====

DATI: CASI DI CARICO

CASO DESCRIZIONE & TIPOLOGIA  
 n.ro

- 1 c.d.c. 1 peso proprio [peso proprio]
- 2 peso proprio impalcati [permanente]
- 3 perm.portato impalcati [permanente non strutturale]
- 4 sovraccarico impalcati [sovraccarico]
- 5 neve [neve]
- 6 vento Y+ [vento dir.1]
- 7 vento Y- [vento dir.1]
- 8 vento X+ [vento dir.1]
- 9 vento X- [vento dir.1]

=====

DATI : COMBINAZIONI

COMB. DESCRIZIONE  
 n.ro

- 1 1\*1.3 + 2\*1.3 + 3\*1.5 + 4\*1.5
- 2 1\*1.3 + 2\*1.3 + 3\*1.5 + 5\*1.5
- 3 1\*1.3 + 2\*1.3 + 3\*1.5 + 6\*1.5 + 7\*0.9 + 8\*0.9 + 9\*0.9
- 4 1\*1.3 + 2\*1.3 + 3\*1.5 + 6\*0.9 + 7\*1.5 + 8\*0.9 + 9\*0.9
- 5 1\*1.3 + 2\*1.3 + 3\*1.5 + 6\*0.9 + 7\*0.9 + 8\*1.5 + 9\*0.9
- 6 1\*1.3 + 2\*1.3 + 3\*1.5 + 6\*0.9 + 7\*0.9 + 8\*0.9 + 9\*1.5
- 7 1\*1 + 2\*1 + 3\*1 + 4\*1
- 8 1\*1 + 2\*1 + 3\*1 + 5\*1
- 9 1\*1 + 2\*1 + 3\*1 + 6\*1 + 7\*0.6 + 8\*0.6 + 9\*0.6
- 10 1\*1 + 2\*1 + 3\*1 + 6\*0.6 + 7\*1 + 8\*0.6 + 9\*0.6
- 11 1\*1 + 2\*1 + 3\*1 + 6\*0.6 + 7\*0.6 + 8\*1 + 9\*0.6
- 12 1\*1 + 2\*1 + 3\*1 + 6\*0.6 + 7\*0.6 + 8\*0.6 + 9\*1
- 13 1\*1 + 2\*1 + 3\*1 + 4\*0.5
- 14 1\*1 + 2\*1 + 3\*1 + 5\*0.2
- 15 1\*1 + 2\*1 + 3\*1 + 6\*0.2
- 16 1\*1 + 2\*1 + 3\*1 + 7\*0.2
- 17 1\*1 + 2\*1 + 3\*1 + 8\*0.2
- 18 1\*1 + 2\*1 + 3\*1 + 9\*0.2
- 19 1\*1 + 2\*1 + 3\*1 + 4\*0.3
- 20 1\*1 + 2\*1 + 3\*1

=====

SOMMATORIA TOTALE DEI CARICHI APPLICATI (PER OGNI CASO DI CARICO)

CASO CARICO n.ro	FX (Kg)	FY (Kg)	Forizz (Kg)	FZ(=Fvert.) (Kg)
1	0.0	-0.0	0.0	-8994362.6
2	0.0	0.0	0.0	0.0
3	0.0	-0.0	0.0	-251043.8
4	0.0	0.0	0.0	-586755.9
5	0.0	-0.0	0.0	-171236.0
6	2.3	402.5	402.5	0.0



			Relazione	
7	-4.1	-415.4	415.4	0.0
8	511.5	-0.0	511.5	0.0
9	-518.9	0.0	518.9	0.0



## **COMUNE DI GIOVINAZZO**

**Città Metropolitana di Bari  
Assessorato OO.PP. e Lavori Pubblici  
SETTORE GESTIONE DEL TERRITORIO**



**LAVORI DI ADEGUAMENTO SISMICO E MESSA IN SICUREZZA DELL'ISTITUTO  
SCOLASTICO "SAN GIOVANNI BOSCO"**

### **PROGETTO DEFINITIVO**

**Artt. 23 comma 7 d.Lgs 18.04.2016, n.50 e ss.mm.ii.**

TITOLO ELABORATO: RELAZIONE SUI MATERIALI

TIPOLOGIA ELABORATO: SCRITTOGRAFICO

N\_ELABORATO/TAV: D\_4

Elaborazione: SETTORE GESTIONE DEL TERRITORIO

SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE SA.&GI. ENGINEERING SRL

RUP  
Ing. Cesare TREMATORE

Progettista Settore Gestione del territorio  
ing. Daniele CARRIERI

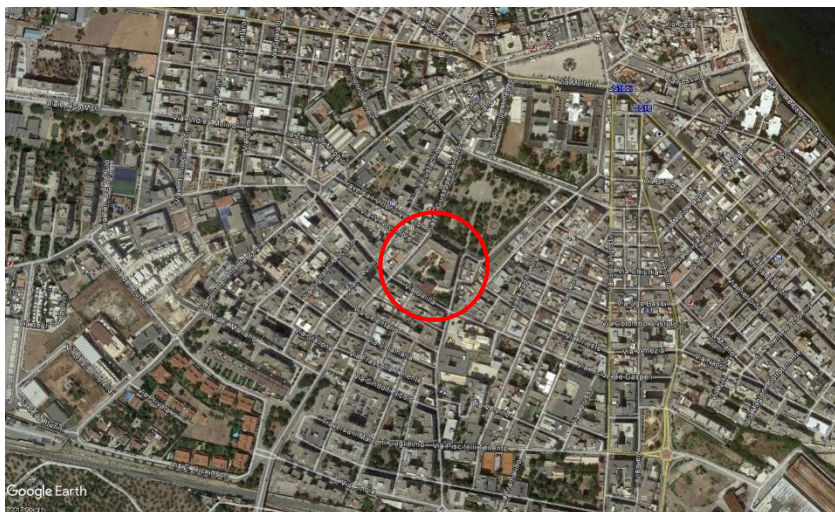
## 1 Premessa

La presente relazione viene redatta dall'ing. Daniele Carrieri, nella qualità di Progettista Settore Gestione del Territorio del Comune di Giovinazzo, e dall'Ing. Sandro Orlando, direttore tecnico della SA&GI Engineering s.r.l., società alla quale è stato affidato il servizio di supporto alla progettazione degli interventi di adeguamento/miglioramento sismico e messa in sicurezza – adeguamento impiantistico dell'Istituto Scolastico San Giovanni Bosco di Giovinazzo.

Le opere in epigrafe mirano a raggiungere gli obiettivi imposti dall'Avviso del MIUR n. 35226 del 16/08/2017 finalizzato alla presentazione di proposte progettuali per l'attuazione dell'Obiettivo specifico dell'Azione 10.7.1 *"Interventi di riqualificazione degli edifici scolastici (efficientamento energetico, sicurezza, attrattività e innovatività, accessibilità, impianti sportivi, connettività), anche per facilitare l'accessibilità delle persone con disabilità"* del PON *"Per la scuola, competenze e ambienti per l'apprendimento"* 2014 – 2020.

## 2 Stato di fatto

Il plesso scolastico Don Giovanni Bosco, oggetto di studio, è ubicato nella zona baricentrica del Comune di Giovinazzo, in adiacenza alla villa comunale, circoscritto dalla via Dott. Saverio Daconto, dalla Via Balilla, dal Corso Dante Alighieri e dalla Piazza Giuseppe Garibaldi.



Il fabbricato è composto da un unico blocco di forma assimilabile al ferro di cavallo e si sviluppa su due elevazioni fuori terra. Il collegamento verticale dei due blocchi è garantito da n. 3 scale di cui una ubicata in posizione quasi centrale mentre le altre due risultano ubicate alle estremità sia del lato destro che sinistro, inoltre è stata riscontrata la presenza di un ascensore. L'accesso principale avviene mediante un vano porta ubicato su Piazza Giuseppe Garibaldi.

La copertura risulta essere piana, accessibile sia mediante la scala centrale che attraverso la scala posta sul lato destro rispetto al prospetto principale.

I prospetti presentano qualche fenomeno di degrado ma non risultano presenti particolari fenomeni di dissesto.



Dai prospetti si evince una regolarità dei vani delle porte e delle finestre distribuite uniformemente sui due livelli.

### **3 Descrizione degli interventi**

Affinché gli edifici scolastici possano rappresentare realmente un luogo sicuro e adeguato per gli studenti e per l'intera comunità di riferimento, è di prioritaria importanza la sicurezza delle strutture e la conseguente necessità di realizzare interventi per la riduzione della vulnerabilità degli edifici scolastici. Le strategie di intervento sono state orientate al rinforzo delle strutture esistenti migliorandone la risposta agli eventuali eventi tellurici al fine di salvaguardare l'incolumità degli studenti e di tutto il personale.

Gli interventi di tipo strutturale sono finalizzati a realizzare opere di adeguamento sismico, in coerenza con le prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti 14 gennaio 2008 e successive modificazioni e integrazioni, nonché alla Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, relativa alle Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni", di cui al citato decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

Il problema della sicurezza delle costruzioni esistenti è di fondamentale importanza in Italia in particolare rispetto alle azioni sismiche.

Ciò che rende la valutazione della sicurezza ancora più difficoltosa è la notevole varietà di tipologie e sub-tipologie strutturali. Quel che ne consegue è la difficile standardizzazione dei metodi di verifica, dei metodi di progetto e della modalità di utilizzo delle numerose tecnologie di intervento tradizionali e moderne oggi disponibili.

La Norma definisce alcuni passaggi fondamentali nelle procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti quali ad esempio: analisi storico-critica; rilievo geometrico-strutturale; caratterizzazione meccanica dei materiali; definizione dei livelli di conoscenza e dei conseguenti fattori di confidenza; definizione delle azioni e nella relativa analisi strutturale. La stessa ricorda alcuni fondamentali criteri di intervento quali la regolarità ed uniformità di applicazione degli interventi, la delicatezza ed importanza della fase esecutiva e le priorità da assegnare agli interventi, conseguentemente agli esiti della valutazione, per contrastare innanzitutto lo sviluppo di meccanismi locali e/o di meccanismi fragili.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti viene eseguita con riferimento ai soli SLU. Le Verifiche agli SLU sono eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) per determinare il livello di sicurezza prima e dopo l'intervento.

Il procedimento è volto a:

- stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC;
- a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

In particolare dopo l'analisi della struttura allo stato di fatto si è notato che la stessa non risulta rispondente alle caratteristiche dettate dalla normativa vigente in materia di sicurezza strutturale.

Sono stati quindi previsti degli interventi che permettano l'adeguamento della struttura alla normativa vigente e che possa quindi assicurare la sicurezza la sicurezza dei fruitori in caso di evento sismico.

In particolare è stato previsto l'applicazione dell'intonaco armato sia esterno che interno all'intera struttura. L'intonaco armato è una tecnica di miglioramento delle caratteristiche delle murature molto usata per gli interventi di ristrutturazione degli edifici in muratura esistenti. Consiste in pratica nell'applicare sui due lati della muratura delle reti metalliche collegate tra loro. Il modo in cui l'intonaco armato migliora le caratteristiche delle murature è triplice:

- Miglioramento delle caratteristiche della muratura per effetto del placcaggio e del confinamento del materiale.
- Introduzione di elementi strutturali resistenti a trazione, quali reti metalliche, mentre la muratura ordinaria non è considerata resistente a trazione.
- Aumento dello spessore strutturale della muratura. Mentre l'intonaco normale non è considerato ai fini strutturali, l'intonaco armato è a tutti gli effetti parte integrante della struttura del setto.

L'intonaco armato sarà costituito da rete elettrosaldata del diametro di mm 6 di acciaio B450C a maglie quadrate di cm 15x15 e malta cementizia antiritiro a q.li 3 di cemento per mc di sabbia dello spessore minimo di 5 cm per ogni lato della parete. Le reti elettrosaldate dei due lati della parete saranno ammorsate mediante barre di acciaio ammorsate nella muratura esistente.

Inoltre è stata prevista la realizzazione di alcuni setti di irrigidimento che consentano alla struttura di migliorare le proprie capacità di dissipazione dell'energia trasmessa dalle onde sismiche. Tali setti sono stati previsti in mattoni pieni e malta M10 in modo da potersi ben integrare con la muratura esistente senza creare comportamenti diversi dovuti alla diversa rigidità. Anche tali setti (vedasi elaborato *P\_1 Planimetria di intervento*) verranno rinforzati mediante l'intonaco armato già descritto, in modo da renderli uniforme con la struttura esistente.

Al fine di creare un comportamento scatolare dell'intera struttura e collegare i muri paralleli è stata prevista la messa in opera di tiranti in acciaio. In particolare sono stati previsti tiranti in acciaio B450C del diametro Ø32 mm accoppiati che verranno messi in opera all'intradosso del solaio di copertura del piano terra. La messa in opera dei tiranti avverrà mediante la perforazione

dei muri, la messa in opera dei tiranti da verniciare, la disposizione delle piastre di ancoraggio completo di dado e controdado, e la relativa stuccatura dei fori.

Particolare importanza rivestono gli interventi in fondazione ove si è previsto l'allargamento della base fondale mediante la realizzazione di cordoli in c.a., in modo da trasmettere le tensioni provenienti dalla sovrastruttura ad un'area più ampia di terreno e quindi diminuire notevolmente le interazioni fondazioni-terreno. La nuova e l'esistente fondazione, ipotizzata a sacco di forma rettangolare, devono collaborare al fine di trasmettere in modo uniforme il carico superiore al terreno, avendo sia una rigidità comparabile ed un collegamento trasversale che le connette. I cordoli laterali avranno una larghezza pari a 50 cm ed un'altezza pari a 120 cm e verranno collegati tra di loro, previa perforazione della fondazione esistente, mediante n. 3 fioretti orizzontali e n. 2 obliqui ad interasse pari a 50 cm. L'armatura dei cordoli ed i fioretti saranno costituiti da barre in acciaio B450C ad aderenza migliorata del diametro pari a  $\varnothing 16$  mm. Le staffe avranno un passo di 25 cm.

Gli interventi alle fondazioni saranno possibili solo dopo la demolizione della pavimentazione, dei tramezzi e dei vespai.

#### 4 Materiali utilizzati

I materiali elementari da utilizzarsi devono avere le seguenti caratteristiche:

##### **Calcestruzzo a prestazione garantita C 25/30 ( $R_{ck}$ 300):**

$$f_{ck} = 24,90 \text{ MPa};$$

$$f_{cd} = 14,11 \text{ MPa};$$

$$\varepsilon_c = 3,5 \text{ ‰};$$

##### **Acciaio in barre ad aderenza migliorata B 450C:**

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa};$$

$$f_{yd} = 391,30 \text{ MPa};$$

$$\varepsilon_f = 10 \text{ ‰}.$$

##### **Classe di esposizione e durabilità calcestruzzo:**

La durabilità del calcestruzzo è la capacità di durare nel tempo, resistendo alle azioni aggressive dell'ambiente, agli attacchi chimici, all'abrasione o ad ogni altro di degrado che coinvolga oltre alla pasta cementizia anche le eventuali armature metalliche.

– **Categoria 2: Corrosione indotta da carbonatazione.**

Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.

Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale, in funzione delle condizioni ambientali "XC2", calcestruzzo prevalentemente immerso in terreno non aggressivo, massimo rapporto acqua/cemento 0,60 Minima classe di resistenza C25/30.

Copriferro da adottare nell'armatura dei cordoli in c.a.: **s= 3 cm.**

Inoltre, la composizione della miscela, per la formazione del conglomerato cementizio, dovrà essere tale da assicurare la resistenza allo schiacciamento a 28 giorni richiesta ed in particolare per quanto riguarda i singoli componenti si dovrà osservare quanto segue:

- utilizzare acqua priva di sostanze nocive quali cloruri e solfati che, qualora presenti non dovranno superare le concentrazioni massime oltre cui si genera nocimento al conglomerato;
- gli inerti devono essere costituiti da ghiaie e sabbie alluvionali estratti da letti di fiumi o da cave od in alternativa pietrischi e sabbie provenienti dalla frantumazione di rocce;
- la sabbia deve provenire da roccia dura, possibilmente non calcarea;
- gli inerti nel loro complesso devono essere puliti ed esenti da argille o materia organica in genere;
- la curva granulometrica della miscela degli inerti dovrà essere tale da assicurare la necessaria compattezza ed un minimo volume dei vuoti. In tal senso, nel caso di progetto della miscela, può utilmente farsi riferimento al fuso granulometrico di Fuller relativo al diametro massimo dell'inerte;



- per il confezionamento di 1 mc. di calcestruzzo dovrà comporsi delle seguenti quantità:  
0,800 mc. di pietrisco, 0,400 mc. di sabbia, 350 Kg. di cemento, 150-170 litri di acqua.

Il cemento da utilizzarsi dovrà essere del tipo "Portland" R325/425 con dosaggio compatibile per l'ottenimento della resistenza richiesta e comunque non inferiore a 300 kg/mc..

Per quanto riguarda la Classe di Consistenza del calcestruzzo, prova che si effettua con il cono di Abrams, essa è prevista la consistenza tipo Fluida "S4".

## **MURATURA**

### **Blocchi:**

- Mattone Pieno Comune: Conformi alla Norma Europea UNI EN 771-1 e 772-1, recanti Marcatura CE.
- Classificazione del blocco: pieno
- Peso specifico apparente del blocco: ~1910 kg/m<sup>3</sup>
- Percentuale foratura: ≤ 15%
- Resistenza caratteristica verticale  $f_{bk}$  : > 56,0 N/mm<sup>2</sup>

### **Malta:**

- Conforme alla Norma Europea UNI EN 9982 e UNI EN 998-2, i cui componenti devono recare Marcatura CE.
- I componenti della miscela non devono contenere sostanze organiche o grasse o terrose o argillose.
- Classe a prestazione garantita minima: M10.