



# COMUNE DI MONTEGRANARO

(Provincia di Fermo)

## MIGLIORAMENTO SISMICO SCUOLA SANTA MARIA

IL PROGETTISTA



Dott. Ing. Alterlano Renzi

via A. Moro, 4  
63844 Grottazzolina  
tel 0734-631859  
fax 0734-632509  
renzialterlano@studiorenzi.info www.studiorenzi.info  
alterlano.renzi@ingpec.eu

IL SINDACO

IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

PROGETTO ESECUTIVO

DATA: FEBBRAIO 2016

OGGETTO:

RELAZIONE DI CALCOLO  
STRUTTURALE

# COMUNE DI MONTEGRANARO

Provincia di Fermo

---

## MIGLIORAMENTO SISMICO SCUOLA SANTA MARIA

Committente:

**Amministrazione Comunale**

Ubicazione:

**via dell'Ospedale – Montegranaro**

Progettista strutture:

**Dott. Ing. Alteriano Renzi**



## *RELAZIONE TECNICA CALCOLO OPERE STRUTTURALI*

## 1. Premessa

Nell'anno 2013, nell'ambito del piano straordinario di messa in sicurezza degli edifici scolastici, l'amministrazione comunale ha incaricato il sottoscritto della valutazione del livello di vulnerabilità sismica della struttura che ospita la Scuola Primaria Santa Maria.

Dalle indagini e dalle valutazioni effettuate è emersa una vulnerabilità sismica riassumibile con un indice di rischio  $I_R$  pari a 0,36.

La presente relazione è relativa al progetto per:

- interventi finalizzati al miglioramento del comportamento sismico della struttura che ospita la scuola;
- realizzazione di una scala di sicurezza esterna con struttura metallica sul lato Nord-Est dell'edificio scolastico.

## 2. Descrizione generale dell'opera

La struttura oggetto di intervento è parte di un complesso edilizio di maggiore estensione, costituito da n.4 corpi di fabbrica affiancati.

Il corpo di fabbrica di interesse è diviso in due unità funzionali:

- La scuola primaria, costituita da n.2 piani fuori terra e uno seminterrato, con una superficie coperta di circa 700 mq a piano e un'altezza media di interpiano di circa 3,60 m;
- L'auditorium denominato "Officina delle arti", che si sviluppa su più livelli, con un ingombro in pianta di circa 330 mq e un'altezza complessiva, misurata sul lato valle, di circa 15 m.

Gli interventi in progetto interessano esclusivamente l'unità funzionale della scuola primaria.

La struttura che attualmente ospita la scuola è stata realizzata in due tempi successivi, con due progetti strutturali differenti; in particolare:

- Con il primo progetto, a firma dell'ing. Giancarlo Bianco e datato 1974, sono state realizzate le strutture di fondazione e del piano terra;
- A partire dal 1984, con un secondo progetto "di completamento" a firma dell'Ing. Arch. Luciano Bonfigli, sono stati realizzati i solai del piano primo, di sottotetto e di copertura.

Il fabbricato ha struttura portante in c.a. a telai paralleli, collegati da solai in laterocemento realizzati in opera.

Il solaio del piano terra, realizzato in precedenza, ha uno spessore di 24+6 cm, con travetti disposti ad un interasse di 40 cm; i solai del piano primo e sottotetto hanno un spessore di 20+4 cm con travetti disposti ad un interasse di 40 cm.

La copertura della scuola ha una configurazione a padiglione, ed è realizzata con un solaio in laterocemento dello spessore di 16+4 cm, poggiato direttamente sul solaio sottostante con paretine in muratura.

La struttura dell'intero edificio ha fondazioni di tipo profondo, costituite da plinti su pali collegati da cordoli in c.a.

Le tamponature sono state realizzate con doppia fodera di laterizio intonacata su entrambi i lati.

Allo stato attuale l'opera si presenta funzionante in tutte le sue parti. L'edificio non presenta un quadro fessurativo significativo, sono tuttavia presenti alcune lesioni in corrispondenza delle aperture di alcuni divisorii interni. Non sono presenti lesioni o altri sintomi riconducibili a cedimenti fondali.

### **3. Documentazione esistente**

#### *Elenco documentazione reperita in occasione della valutazione di vulnerabilità sismica*

Presso gli uffici tecnici comunali e presso l'archivio del Genio Civile della provincia di Ascoli Piceno è stato possibile reperire la seguente documentazione:

- Progetto strutturale originario, pratica n. 2346 deposito n. 513/2346 del 02/04/1974, progettista e direttore dei lavori Ing. Giancarlo Bianco; la documentazione, incompleta, comprende solo le tavole grafiche (dalla n. 1 alla n. 10) e l'indagine geologica, sempre a cura dell'Ing. Giancarlo Bianco.
- Progetto strutturale in variante, pratica n. 2346 deposito n. 790/2346 del 26/03/1975; la documentazione, incompleta, comprende:
  - tavole n. 3, 5 e dalla n. 11 alla n. 26;
  - relazione a struttura ultimata redatta dal progettista e dd.ll. Ing. Giancarlo Bianco;

- relazione sulle strutture in c.a. con indicazione della tipologia di materiali e dei sovraccarichi utilizzati per il dimensionamento, redatta dal progettista Ing. Stefano Brunori.
- Collaudo amministrativo dell'opera datato 07/08/1978, a firma del collaudatore Ing. Antonio Raffaelli, con indicazione del non completamento dell'opera per mancanza di finanziamento suppletivo (completamento dei soli livelli A, B e C). Nel verbale di prima visita di collaudo (02/12/1974) è descritto lo stato di completamento delle strutture e la loro conformità al progetto. In particolare sono descritte le fondazioni del tipo a plinti su pali, e le strutture in elevazione limitatamente all'auditorium e al piano seminterrato dell'edificio scolastico.
- Progetto strutturale di completamento, pratica n. 14932 deposito n. 1117/14932 del 05/04/1983, progettista e dd.ll. Ing. Arch. Luciano Bonfigli; la documentazione comprende:
  - tavole A, B e C;
  - relazione illustrativa e sui materiali;
  - relazione a struttura ultimata (deposito n. 1431/14932 del 16/04/1985);
  - collaudo statico (deposito n. 78/14932 del 27/01/1986) a firma dell'Ing. Mario Pompei.
- Progetto strutturale scala esterna di sicurezza in carpenteria metallica a cura dell'Ing. Primo Mazzaferro (pratica n. 16088, prot. n. 3168 del 10/05/1999); la documentazione comprende:
  - tavola grafica;
  - relazione di calcolo;
  - relazione a struttura ultimata prot. 6617/16088 del 04/10/1999;
  - Collaudo della struttura non disponibile presso l'ufficio del genio civile.
- Progetto relativo a lavori di recupero e consolidamento scuola materna e aula magna con realizzazione collegamenti fondali per l'auditorium (pratica n. 127109 del 15/10/2007 e integrazione del 22/11/2007) a firma del sottoscritto Ing. Alteriano Renzi.
- Progetto di completamento ed adeguamento scuola elementare Santa Maria (riguardante l'adeguamento sismico della sola scala esterna a struttura metallica ed il completamento di una pensilina esterna) a firma del sottoscritto Ing. Alteriano Renzi; documentazione depositata presso il protocollo del Comune di Montegranaro, prot. n. 1602 del 04/05/2013.
- Sempre nell'anno 2013, il sottoscritto ha eseguito la valutazione di vulnerabilità sismica dell'edificio che ospita la scuola elementare e l'auditorium. L'indicatore di rischio determinato, in termini di rapporto tra capacità resistente della struttura e prestazione richiesta dalla normativa (D.M. 14/01/2008), è pari a 0,36.

## 4. Indagini in situ

In occasione della valutazione di vulnerabilità sismica, onde ottenere un adeguato livello di conoscenza dell'opera, sono state eseguite numerose indagini (in parte anche di tipo distruttivo). Le indagini eseguite sono di seguito elencate in dettaglio.

### 4.1. Sui terreni per la caratterizzazione dei suoli

Per la relazione geologico – geotecnica, l'analisi di stabilità del pendio, la relazione geologico – geofisica e la caratterizzazione topografica della zona si è fatto riferimento allo studio condotto dal geologo Dott. Carlo Gualtieri.

Detto studio è stato allegato in copia alla “*Relazione Tecnica per la Valutazione della Vulnerabilità Sismica degli edifici esistenti, ai sensi del D.M. 14/01/08 – Scuola Primaria Santa Maria*”.

In particolare, nell'ambito della sopracitato studio, sono state eseguite le seguenti prove:

- n. 1 prova penetrometrica statica CPT;
- n. 1 indagine geofisica HVSr per la definizione del periodo fondamentale del sito;
- n.1 stendimento sismico a rifrazione per la ricostruzione sismostratigrafica del sottosuolo.

La successione litostratigrafica rilevata e la caratterizzazione geomeccanica / sismica del terreno sono riportate nel paragrafo *Relazione Geologico – Geotecnica*.

### 4.2. Sull'edificio per l'acquisizione del livello di conoscenza, del fattore di confidenza e delle proprietà dei materiali

Il piano di indagini effettuato in occasione della valutazione di vulnerabilità ha compreso:

- **Rilievo del quadro fessurativo**; l'edificio non presenta un quadro fessurativo significativo (sono presenti solo alcune lesioni in corrispondenza delle aperture di alcuni divisori interni).
- **Rilievo geometrico delle strutture, sia visivo che con l'ausilio di strumentazione termografica**, con controllo di rispondenza agli elaborati progettuali disponibili.
- **Prove sclerometriche diffuse**, per la determinazione della durezza superficiale del

calcestruzzo e la stima della sua resistenza meccanica, specialmente dal punto di vista dell'omogeneità del materiale utilizzato.

- **Prove pacometriche diffuse**, per il rilevamento del numero e della disposizione delle barre di armatura negli elementi in cemento armato, integrate con alcuni **saggi** per la valutazione della dimensione delle stesse, con controllo di rispondenza agli elaborati progettuali disponibili.
- **Prelievo a mezzo carotaggio di n.3 provini di calcestruzzo** appartenenti alle strutture realizzate nel 1974, di cui non si conoscevano con certezza le caratteristiche meccaniche (per le strutture restanti sono presenti sia le prescrizioni del progettista sia i certificati di prova allegati alla rel. a struttura ultimata); tali provini sono stati sottoposti a **prova di rottura per schiacciamento**.
- **Prelievo a mezzo carotaggio di provini di calcestruzzo sottoposti a prova chimica per la determinazione del grado di carbonatazione**.

Recentemente il sottoscritto ha eseguito un sopralluogo presso l'edificio scolastico, accertando che la condizione delle strutture è rimasta sostanzialmente identica a quella rilevata nel 2013.

Per quanto sopra il sottoscritto ritiene di confermare le considerazioni effettuate nella valutazione di vulnerabilità sismica, ossia che sia stato raggiunto il livello di conoscenza **LC2** (par. C8A.1.B.3 circolare C.S.LL.PP. 02/02/2009 n.617). Di conseguenza le resistenze di progetto dei materiali saranno ridotte, per le verifiche strutturali, del fattore di confidenza **FC = 1,2**.

In particolare, sono riportati nelle seguenti tabelle i valori delle resistenze di progetto e dei moduli elastici dei materiali presenti:

<b>Resistenza calcestruzzo piano interrato e solaio p.t. scuola (progetto originario)</b>	
Risultati di prove di compressione effettuate nella campagna di indagine della valutazione di vulnerabilità sismica (anno 2013). Provini di calcestruzzo 10,5 x 10,5 x 10,5 cm (certificato di prova n. 0672/13 del 24/04/2013).	
Provino 1	173,64 kg/cm <sup>2</sup>
Provino 2	166,77 kg/cm <sup>2</sup>
Provino 3	157,94 kg/cm <sup>2</sup>

Risultato di prova di compressione effettuata nella campagna di indagine della valutazione di vulnerabilità sismica (anno 2013).

Provino in calcestruzzo cilindrico, diametro 9,4 cm, altezza 9,4 cm (certificato di prova n. 0042/13 del 30/04/2013).

Provino 4	154,02 kg/cm <sup>2</sup>
Valori di progetto ricavati dai risultati di prova	
$f_{cm}$	$0,83 \cdot (173,64 + 166,67 + 157,94 + 154,02) / 4 = 135,37 \text{ kg/cm}^2$
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{cm} / (\gamma_c \cdot FC)$	$0,85 \cdot 135,37 / (1,5 \cdot 1,2) = 63,92 \text{ kg/cm}^2$
E	$220000 \cdot (135,37 / 100)^{0,3} = 240886 \text{ kg/cm}^2$
$E_{calc}$ (fessurato)	120000 kg/cm <sup>2</sup>

#### Resistenza calcestruzzo piano primo, sottotetto e copertura scuola (completamento lavori)

Risultati di prove di compressione effettuate durante la costruzione dell'opera (anno 1984).

Provini di calcestruzzo 15 x 15 x 15 cm (certificato di prova n. 1830 del 23/02/1984).

Provino 1	256,37 kg/cm <sup>2</sup>
Provino 2	362,89 kg/cm <sup>2</sup>
Provino 3	312,94 kg/cm <sup>2</sup>
Valori di progetto ricavati dai risultati di prova	
$f_{cm}$	$0,83 \cdot (256,37 + 362,89 + 312,94) / 3 = 310,73 \text{ kg/cm}^2$
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{cm} / (\gamma_c \cdot FC)$	$0,85 \cdot 310,73 / (1,5 \cdot 1,2) = 146,73 \text{ kg/cm}^2$
E	$220000 \cdot (310,73 / 100)^{0,3} = 309118 \text{ kg/cm}^2$
$E_{calc}$ (fessurato)	154000 kg/cm <sup>2</sup>

#### Resistenze acciaio (progetto originario)

Acciaio utilizzato tipologia **FeB32k**

$f_{yk}$	3090,15 kg/cm <sup>2</sup>
$f_{yd} = f_{yk} / (\gamma_s \cdot FC)$	$3090,15 / (1,15 \cdot 1,2) = 2239,24 \text{ kg/cm}^2$
E	2100000 kg/cm <sup>2</sup>

#### Resistenze acciaio (completamento lavori)

Acciaio utilizzato tipologia **FeB38k**

$f_{yk}$	3678,75 kg/cm <sup>2</sup>
$f_{yd} = f_{yk} / (\gamma_s \cdot FC)$	$3678,75 / (1,15 \cdot 1,2) = 2665,76 \text{ kg/cm}^2$
E	2100000 kg/cm <sup>2</sup>



## 5. Criticità individuate nella valutazione di vulnerabilità sismica

La valutazione di vulnerabilità sismica ha individuato un Indice di Rischio, inteso come rapporto tra capacità resistente dell'edificio e prestazione richiesta dalla normativa tecnica (D.M. 14/01/2008), in termini di accelerazione orizzontale massima al suolo:

$$I_R = a_{g, \text{ capacità struttura}} / a_{g, \text{ richiesto dalla N.T.}}$$

L'indicatore di rischio individuato, pari a 0.36, sottintende una serie di interventi volti a risolvere delle criticità strutturali - definite “urgenti” nella relazione tecnica di valutazione - alcune riscontrabili già in condizione statica, ed altre che si evidenziano solo in presenza di azione sismica.

Gli interventi in progetto alterano in maniera sensibile il comportamento dinamico della struttura, invalidando le considerazioni fatte nel 2013 circa le criticità in fase sismica. Restano invece valide le considerazioni sulle criticità che si mostrano anche in fase statica ossia, in dettaglio:

- Insufficiente armatura longitudinale in campata su due travi del solaio del piano primo;
- Presenza di un pilastro che poggia in falso su una delle travi del solaio del piano terra, all'angolo Sud-Est del complesso scolastico, in prossimità del teatro. Tale condizione crea rilevanti sollecitazioni di taglio in corrispondenza dell'appoggio della trave portante; il meccanismo di rottura che potrebbe innescarsi in fase sismica è di tipo fragile e avverrebbe, tra l'altro, sopra una delle vie di fuga del teatro, incrementando il grado di pericolosità.

**I lavori in progetto includono interventi specifici mirati a risolvere tali problematiche.**

## 6. Interventi in progetto

Gli interventi in progetto sono finalizzati all'eliminazione delle criticità individuate nella valutazione di vulnerabilità sismica e, più in generale, al miglioramento del comportamento sismico della struttura. **Tale miglioramento, come si vedrà, è quantificabile con un incremento dell'indicatore di rischio  $I_R$  della struttura, dal valore attuale 0,36 al valore post-intervento di 0,70.**

È inoltre prevista la realizzazione di una scala di sicurezza esterna con struttura metallica sul lato Nord-Est dell'edificio scolastico.

### 6.1. Risoluzione delle criticità locali individuate nella valutazione di vulnerabilità sismica

Per la risoluzione delle criticità locali di cui al paragrafo precedente, sono previsti:

- Rinforzo a flessione delle travi del solaio di piano primo con insufficiente armatura longitudinale (*trave tra i pilastri n.60 e 64 e trave tra i pil. n.61 e 65, numerazione da elaborati grafici allegati*), da effettuarsi tramite applicazione all'intradosso della travi stesse, per tutta la lunghezza, di lamina pultrusa in fibra di carbonio pre-impregnata.
- Realizzazione di un portale costituito da profili in acciaio affiancati, a sostegno della trave che sorregge il pilastro in falso sul lato Sud-Est del complesso scolastico e a protezione dell'uscita di sicurezza ivi presente. Il telaio sarà collegato con barre filettate in acciaio post-installate alla trave soprastante, al pilastro del teatro (fuori asse rispetto al pilastro “in falso” soprastante) ed al sottostante cordolo di fondazione.

### 6.2. Installazione di controventi in acciaio all'interno dei telai esistenti in c.a.

Saranno installati dei controventi in acciaio all'interno dei telai della struttura in c.a., nelle due direzioni principali; i controventi saranno presenti su tutti i livelli, in gruppi allineati da cielo a terra.

Contestualmente all'installazione dei controventi, in corrispondenza degli stessi, a livello dei solai, saranno realizzati ove mancanti i cordoli di collegamento tra i telai in c.a.

Saranno installati in totale 24 controventi, divisi in 8 gruppi (4 gruppi disposti nella direzione Nord-Sud e 4 gruppi disposti nella direzione Est-Ovest).

L'installazione dei controventi comporta un irrigidimento diffuso della struttura che, in caso di sisma, si traduce in minori spostamenti e quindi minori sollecitazioni nello scheletro esistente in

cemento armato; in definitiva, una quota di azione sismica viene deviata dalla struttura in c.a. al sistema di controventi.

Onde evitare che la naturale concentrazioni di sforzi nell'intorno delle zone controventate possa danneggiare lo scheletro esistente, l'ancoraggio dei controventi è stato allontanato dai nodi trave pilastro e realizzato con un sistema di tipo diffuso, con barre filettate in acciaio post-installate (fissate alla struttura esistente con resine epossidiche) distribuite su tutto il perimetro della maglia controventata (trave superiore, trave inferiore e pilastri laterali).

Dalla valutazione delle sollecitazioni sulla struttura controventata, in fase sismica, emerge la necessità di rinforzare a taglio una delle travi a spessore del solaio del piano primo (*trave tra i pilastri n.68 e 69, numerazione da elaborati grafici allegati*). Il rinforzo sarà eseguito disponendo all'intradosso della trave in c.a. una profilo in acciaio tipo HEA, adeguatamente ancorato ai pilastri e alla trave stessa.

### **6.3. Fasciatura nodi trave-pilastro con compositi fibrorinforzati**

E' prevista la fasciatura n.9 nodi trave-pilastro perimetrali (non confinati) con tessuto bidirezionale in fibre di carbonio, fissato con apposita matrice polimerica. Più in dettaglio, è stata prevista la fasciatura dei nodi ritenuti critici, e cioè:

- a livello del solaio del piano terra, il nodo in corrispondenza del pilastro n.76 (*numerazione da elaborati grafici allegati*);
- a livello del solaio del solaio del piano primo, i nodi in corrispondenza dei pilastri n. 59, 60, 61, 62, 66, 67, 76 e 84 (*numerazione da elaborati grafici allegati*).

L'obiettivo delle fasciature è quello di creare un adeguato confinamento per il calcestruzzo dei nodi, compensando la carenza di staffe che verosimilmente affligge i nodi stessi. La presenza della fasciatura aumenta la resistenza del nodo nei confronti delle rotture di tipo fragile collegate allo schiacciamento del calcestruzzo o all'espulsione dello stesso dalla sede nodale, migliorandone la duttilità e, in definitiva, migliorando il comportamento della struttura in fase sismica.

### **6.4. Confinamento dei pannelli di tamponatura della parete Nord**

Allo stato attuale, i pannelli di tamponatura della parete nord dell'edificio scolastico, al piano terra e al piano primo, non sono confinati dai pilastri (che risultano arretrati rispetto alla parete). In caso di sisma quindi, tali pannelli sono maggiormente esposti al rischio di ribaltamento/espulsione.

Per scongiurare il ribaltamento/espulsione di detti pannelli, è prevista l'installazione di angolari e piatti metallici verticali di confinamento, ancorati alle strutture in c.a. dei solai tramite barre filettate in acciaio post-installate (fissate all'esistente mediante resine epossidiche).

#### **6.5. Realizzazione scala di sicurezza esterna con struttura metallica**

È prevista la realizzazione di una scala di sicurezza esterna all'edificio scolastico, sul lato Nord-Est, che collegherà il cortile esterno (livello seminterrato), piano terra e piano primo.

La struttura portante della scala sarà realizzata in profili metallici e sarà staticamente e dinamicamente indipendente dal fabbricato esistente.

Le fondazioni saranno di tipo profondo, su pali trivellati in c.a. del diametro di 60 cm e lunghezza 8m, collegati in testa da cordoli. Parte della nuova struttura poggerà sulla fondazione di un muro controterra esistente, anch'essa dotata di pali.

## 7. Relazione Geologico-Geotecnica

Come già accennato al paragrafo 4.1, lo studio geologico dell'area è stato effettuato dal Geologo Dott. Carlo Gualtieri nell'anno 2013. Detto studio è stato allegato in copia alla “*Relazione Tecnica per la Valutazione della Vulnerabilità Sismica degli edifici esistenti, ai sensi del D.M. 14/01/08 – Scuola Primaria Santa Maria*”.

Il sottoscritto ha inoltre preso visione di uno studio geologico precedente, redatto dal Geologo Dott.ssa Vanessa Francia per il progetto di realizzazione della passerella esterna a servizio dell'aula magna scolastica; le risultanze dello studio della Dott.ssa Francia sono compatibili e concordi con quelle del dott. Gualtieri, di seguito esposte.

### 7.1. profilo litostratigrafico e caratterizzazione del terreno

Dalla relazione geologica del Dott. Gualtieri si evince la seguente successione litostratigrafica (sostanzialmente confermata dallo studio della Dott.ssa Francia):

Dal piano campagna fino alla profondità di 4 metri circa: **Litotipo “A” - coltre colluviale limoso argilloso sabbiosa**, sedimenti prevalentemente coesivi poco consistenti costituiti da limi argillosi sabbiosi

$\gamma$	(peso di volume)	1980 kg/mc
$\phi'$	(angolo di attrito drenato)	22-23°
$C'$	(coesione drenata)	0 kg/cmq
$C_u$	(coesione non drenata)	0,67-0,76 kg/cmq
$E_d$	(modulo di def. drenato)	40-66 kg/cmq
$\mu$	(coefficiente di Poisson)	0,46-0,47

Da 4 a 6 metri circa di profondità: **Litotipo “B” - substrato estremamente alterato e fessurato**, sedimenti prevalentemente coesivi da moderatamente consistenti a consistenti (argille), in strati, alternati a livelli e/o straterelli sabbiosi, con giacitura sub orizzontale a volte invisibile per l'alterazione

$\gamma$	(peso di volume)	2000 kg/mc
$\phi'$	(angolo di attrito drenato)	22-23°
$C'$	(coesione drenata)	0,00-0,05 kg/cmq
$C_u$	(coesione non drenata)	1,40-1,70 kg/cmq
$E_d$	(modulo di def. drenato)	70-84 kg/cmq
$\mu$	(coefficiente di Poisson)	0,45-0,465

Da 6 a 8 metri circa di profondità: **Litotipo “C” - substrato alterato e fessurato**, sedimenti prevalentemente coesivi da moderatamente consistenti a consistenti (argille), in strati, alternati a livelli e/o straterelli sabbiosi, con giacitura sub orizzontale a volte invisibile per l'alterazione

$\gamma$	(peso di volume)	2000-2100 kg/mc
$\phi'$	(angolo di attrito drenato)	24-25°
$C'$	(coesione drenata)	0,10-0,20 kg/cm <sup>2</sup>
$C_u$	(coesione non drenata)	2,5 kg/cm <sup>2</sup>
$E_d$	(modulo di def. drenato)	97-190 kg/cm <sup>2</sup>
$\mu$	(coefficiente di Poisson)	0,45-0,465

Da 8 a 14 metri circa di profondità: **Litotipo “D” - substrato da alterato a poco alterato**, sedimenti prevalentemente coesivi consistenti (argille) alternati a livelli e/o straterelli sabbiosi parzialmente cementati, con giacitura sub orizzontale.

$\gamma$	(peso di volume)	2100 kg/mc
$\phi'$	(angolo di attrito drenato)	24-26°
$C'$	(coesione drenata)	0,15-0,20 kg/cm <sup>2</sup>
$C_u$	(coesione non drenata)	2,5 kg/cm <sup>2</sup>
$E_d$	(modulo di def. drenato)	180-220 kg/cm <sup>2</sup>
$\mu$	(coefficiente di Poisson)	0,46-0,475

Oltre 14 metri di profondità: **Litotipo “E” - substrato integro**, sedimenti prevalentemente coesivi compatti e molto consistenti, costituiti da argilla grigia con alternati livelli e/o straterelli sabbiosi parzialmente cementati, con giacitura sub orizzontale.

$\gamma$	(peso di volume)	2100 kg/mc
$\phi'$	(angolo di attrito drenato)	24-26°
$C'$	(coesione drenata)	0,20 kg/cm <sup>2</sup>
$C_u$	(coesione non drenata)	2,5 kg/cm <sup>2</sup>
$E_d$	(modulo di def. drenato)	190-260 kg/cm <sup>2</sup>
$\mu$	(coefficiente di Poisson)	0,46-0,475

**È stata evidenziata una manifestazione idrica abbondante a circa 6,50 metri di profondità.**

Secondo il D.M. 14/01/2008 il terreno può essere ascritto alla categoria **C** “*Depositi di terreni a grana fine mediamente consistenti*” (la prova sismica a rifrazione e HVSR hanno permesso di determinare un parametro V30 con valori tra 260 e 290 m/s).

La categoria topografica è **T1** “*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$* ”.

## **7.2. Considerazioni sull'effetto dell'installazione del sistema di controventi sulle sollecitazioni in fondazione**

Le fondazioni dell'edificio scolastico sono costituite da plinti su pali (prevalentemente plinti triangolari su tre pali e, in numero minore, plinti rettangolari su due pali); i pali sono tutti del tipo trivellato in c.a., del diametro di cm 60 e con una lunghezza tale da intestarsi nel substrato presente in sito, costituito da argilla sovraconsolidata compatta dalle ottime caratteristiche geomeccaniche.

I plinti sono posizionati in maniera regolare, secondo la maglia strutturale, e sono collegati da cordoli in c.a. di rigidezza adeguata (sez. 30x50 cm). Sono presenti tutti i cordoli in direzione Nord-Sud, mentre mancano alcuni dei collegamenti interni in direzione Est-Ovest.

L'installazione del sistema di controventi produce un incremento delle sollecitazioni verticali e orizzontali localizzato alle base dei puntoni-tiranti inclinati in acciaio.

L'incremento di sollecitazione orizzontale è ridistribuito su tutte le strutture di fondazione dal solaio in laterocemento soprastante i cordoli e dai cordoli stessi, quali elementi sostanzialmente rigidi nel proprio piano.

Per quanto riguarda l'incremento di sollecitazione verticale, si ritiene che esso sia compatibile con l'attuale sistema di fondazioni in quanto:

- il sistema di cordoli di collegamento è dotato di una rigidezza tale da produrre una ridistribuzione delle sollecitazioni locali verso i plinti meno caricati;
- i pali esistenti, dovendo necessariamente intestarsi nel substrato argilloso sovraconsolidato, presentano notevoli riserve di resistenza, verosimilmente esuberanti per le sole sollecitazioni statiche e che possono essere sfruttate in fase sismica.

## **7.3. Verifica di portanza nuovi pali di fondazione per scala di sicurezza esterna**

La capacità portante dei pali di fondazione è stata determinata con l'ausilio del software CARL v10.06a, sviluppato da Aztec Informatica s.r.l. e regolarmente concesso in licenza al sottoscritto. Di seguito è riportato il tabulato prodotto dal software.

In definitiva, il palo tipo (diametro 60cm, lunghezza 8m) è caratterizzato da:

- portanza assiale di progetto pari a 23766 daN;
- portanza trasversale di progetto pari a 7370 daN;

ed è pertanto adeguato alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastruttura.

## Geometria della fondazione

### Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione del palo
<i>Forma</i>	Forma del palo ((C)=Costante, (R)=Rastremato)
<i>X</i>	Ascissa del baricentro del palo espressa in [m]
<i>Y</i>	Ordinata del baricentro del palo espressa in [m]
<i>D</i>	Diametro del palo espresso in [cm]
<i>L</i>	Lunghezza del palo espressa in [m]

<b>Descrizione</b>	<b>Forma</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>D</b>	<b>L</b>
Palo 60	(C)	0,00	0,00	60,00	8,00

## Materiali palo

### Calcestruzzo

Tipo	C25/30
Resistenza caratteristica a compressione $R_{ck}$	305,91[kg/cm <sup>2</sup> ]
Peso specifico	2500,00[kg/m <sup>3</sup> ]
Coeff. di omogeneizzazione	15,00

### Acciaio

Tipo	B450C
Tensione caratteristica di snervamento	458,65[kg/cm <sup>2</sup> ]

### Coefficienti di sicurezza sui materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	0.85
Coefficiente di sicurezza sezione	1.50

## Caratteristiche pali

Pali in c.a.

Armatura con ferri longitudinali e spirale

Vincolo in testa di tipo INCASTRO

Tipo di palo TRIVELLATO

Contributo sia della portanza laterale sia della portanza di punta



## Descrizione terreni e falda

### Simbologia adottata

Descrizione	Descrizione terreno
$g$	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
$g_{sat}$	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
$f$	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
$d$	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
$c$	Coesione del terreno espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]
$ca$	Adesione del terreno espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]
$f_{min}, f_{med}$	Angolo di attrito interno del terreno minimo e medio espresso in gradi
$d_{min}, d_{med}$	Angolo di attrito palo-terreno minimo e medio espresso in gradi
$c_{min}, c_{med}$	Coesione del terreno minima e media espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]
$ca_{min}, ca_{med}$	Adesione del terreno minima e media espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]

### Parametri caratteristici

Descrizione	$g$	$g_{sat}$	$f$	$d$	$c$	$ca$
litotipo a	1980,0	1980,0	22,00	22,00	0,000	0,000
litotipo b	2000,0	2000,0	22,00	22,00	0,000	0,000
litotipo c	2050,0	2050,0	24,00	24,00	0,000	0,000
litotipo a'	1980,0	1980,0	22,00	0,00	0,000	0,000

### Parametri minimi

Descrizione	$f_{min}$	$d_{min}$	$c_{min}$	$ca_{min}$
litotipo a	22,00	22,00	0,000	0,000
litotipo b	22,00	22,00	0,000	0,000
litotipo c	24,00	24,00	0,000	0,000
litotipo a'	22,00	0,00	0,000	0,000

### Parametri medi

Descrizione	$f_{med}$	$d_{med}$	$c_{med}$	$ca_{med}$
litotipo a	22,00	22,00	0,000	0,000
litotipo b	22,00	22,00	0,000	0,000
litotipo c	24,00	24,00	0,000	0,000
litotipo a'	22,00	0,00	0,000	0,000

### Falda

Profondità dal piano di posa 6,00 [m]

## Descrizione stratigrafia

### Simbologia adottata

$N$	Identificativo strato
$Z1$	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
$Z2$	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
$Z3$	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
Terreno	Terreno dello strato
$Kw$	Costante di Winkler espressa in Kg/cm <sup>2</sup> /cm
$Ks$	Coefficiente di spinta
$a$	Coefficiente di espansione laterale

n°	Z1	Z2	Z3	Terreno	Kw	Ks	a
1	-4,0	-4,0	-4,0	litotipo a'	0,70	0,63	1,00
2	-6,0	-6,0	-6,0	litotipo b	1,05	0,63	1,00
3	-8,0	-8,0	-8,0	litotipo c	1,35	0,59	1,00

## Normativa: N.T.C. 2008 - Calcolo secondo approccio 2

### Simbologia adottata

$g_{Gs\text{fav}}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
$g_{G\text{fav}}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
$g_{Qs\text{fav}}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
$g_{Q\text{fav}}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$g_{\tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$g_c'$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
$g_{cu}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
$g_{qu}$	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
$g_g$	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

### Coefficienti parziali combinazioni statiche

#### Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto	A1	A2
Permanenti	Favorevole $\gamma_{G\text{fav}}$	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole $\gamma_{Gs\text{fav}}$	1,30	1,00
Variabili	Favorevole $\gamma_{Q\text{fav}}$	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole $\gamma_{Qs\text{fav}}$	1,50	1,30

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito $\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace $\gamma_c'$	1,00	1,25
Resistenza non drenata $\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale $\gamma_{qu}$	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume $\gamma_t$	1,00	1,00

### Coefficienti parziali combinazioni sismiche

#### Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto	A1	A2
Permanenti	Favorevole $\gamma_{G\text{fav}}$	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole $\gamma_{Gs\text{fav}}$	1,00	1,00
Variabili	Favorevole $\gamma_{Q\text{fav}}$	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole $\gamma_{Qs\text{fav}}$	1,00	1,00

#### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito $\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace $\gamma_c'$	1,00	1,25
Resistenza non drenata $\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Resistenza a compressione uniassiale $\gamma_{qu}$	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume $\gamma_t$	1,00	1,00

### Coefficienti parziali $\gamma_R$ per le verifiche dei pali trivellati - CARICHI VERTICALI

	R1	R2	R3
Punta $\gamma_b$	1,00	1,70	1,35
Laterale compressione $\gamma_s$	1,00	1,45	1,15
Totale compressione $\gamma_t$	1,00	1,60	1,30
Laterale trazione $\gamma_{st}$	1,00	1,60	1,25

### Coefficienti parziali $\gamma_T$ per le verifiche dei pali - CARICHI TRASVERSALI

	R1	R2	R3
$\gamma_T$	1,00	1,60	1,30

Coefficienti di riduzione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate 1     $\xi_3=1,70$      $\xi_4=1,70$

Coeff. di combinazione     $\Psi_0=0,70$      $\Psi_1=0,50$      $\Psi_2=0,20$

### Condizioni di carico

*Simbologia e convenzioni di segno adottate*

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

*Fondazione*

$N_{TOT}$  Sforzo normale totale espressa in [kg]

$Mx_{TOT}$  Momento in direzione X espressa in [kgm]

$My_{TOT}$  Momento in direzione Y espresso in [kgm]

$ex$  Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]

$ey$  Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]

$\beta$  Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]

$T_{TOT}$  Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 (Condizione n° 1)

Fondazione	$N_{TOT}$	$Mx_{TOT}$	$My_{TOT}$	$ex$	$ey$	$\beta$	$T_{TOT}$
Palo 60	14500,0	0,0	0,0	0,0	0,0	90,0	1120,0

### Descrizione combinazioni di carico

*Simbologia adottata*

$\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione

$\Psi$  Coefficiente di combinazione della condizione

$C$  Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU - Approccio 2

	$\gamma$	$\Psi$	$C$
Condizione n° 1	1.00	1.00	1.00

## Analisi in condizioni drenate

### Verifica della portanza assiale

Il metodo utilizzato per il calcolo della portanza verticale è: **Hansen.**

E' stato richiesto di correggere l'angolo di attrito in funzione del tipo di palo (Trivellato/Infisso).

L'andamento della pressione verticale  $\sigma_v$  con la profondità, per il calcolo della portanza di punta, è stata definita come:  
Pressione geostatica.

#### *Simbologia adottata*

Comb Identificativo della combinazione

Nc, Nq Fattori di capacità portante

N'c = f(Nc, sc, dc)

N'q = f(Nq, sq, dq)

dove:

sc, sq Fattori di forma

dc, dq Fattori di profondità

Pl<sub>min</sub>, Pl<sub>med</sub> Portanza laterale minima e media espressa in [kg]

Pp<sub>min</sub>, Pp<sub>med</sub> Portanza di punta minima e media espressa in [kg]

Pd Portanza di progetto espressa in [kg]

N Scarico verticale in testa al palo espresso in [kg]

η Coeff. di sicurezza per carichi verticali

Comb	Nc	Nq	N'c	N'q
1	15,81	7,07	36,58	10,41

Comb	Pl <sub>med</sub>	Pp <sub>med</sub>	Pl <sub>min</sub>	Pp <sub>min</sub>	Pd	N	η
1	22353	41281	22353	41281	23766	14500	1,64

### Verifica della portanza trasversale

Costante di Winkler orizzontale definita da STRATO

Criterio di rottura palo-terreno: Pressione limite (Pressione passiva con moltiplicatore = 3,00)

#### *Simbologia adottata*

Comb Identificativo della combinazione

Tu Taglio resistente ultimo in testa al palo, espresso in [kg]

Mu Momento resistente ultimo in testa al palo, espresso in [kgm]

Tx Taglio agente in testa al palo, espresso in [kg]

η Coeff. di sicurezza per carichi orizzontali

Comb	Tu	Mu	Tx	η
1	7370,21	14852,62	1120,00	6,58

#### Momento ultimo della sezione

A <sub>fl</sub>	A <sub>fl</sub>	M <sub>usez1</sub>	M <sub>usez2</sub>
16,08	16,08	14852,62	14852,62

## 8. Riferimenti normativi

Il calcolo strutturale e le verifiche sono state condotte nel rispetto delle seguenti norme ed istruzioni tecniche:

- DM. 14 Gennaio 2008 - “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - “Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008” ;
- Documento CNR-DT 200 R1/2013 - “Istruzioni per la progettazione, l’esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante utilizzo di compositi fibrorinforzati”.

## 9. Azioni sulla costruzione

### 9.1. Analisi dei carichi

Il peso proprio degli elementi strutturali in c.a. è stato calcolato automaticamente dal software, sulla base della geometria attribuita e considerando un peso di volume del calcestruzzo armato pari a 2500 daN/mc.

#### ***Edificio Scolastico – Piano seminterrato e piano terra***

carico permanente strutturale solaio	$G1 = 350 \text{ daN/mq}$
carico permanente non strutturale solaio	$G2 = 310 \text{ daN/mq}$
sovraccarico variabile – edificio scolastico	$Qk = 300 \text{ daN/mq}$
sovraccarico variabile – scale	$Qk = 400 \text{ daN/mq}$
peso tamponature perimetrali	$G2 = 1000 \text{ daN/m}$

#### ***Edificio Scolastico – Piano primo***

carico permanente strutturale solaio	$G1 = 260 \text{ daN/mq}$
carico permanente non strutturale solaio	$G2 = 310 \text{ daN/mq}$
sovraccarico variabile – edificio scolastico	$Qk = 300 \text{ daN/mq}$
sovraccarico variabile – scale	$Qk = 400 \text{ daN/mq}$
peso tamponature perimetrali	$G2 = 1000 \text{ daN/m}$

### ***Edificio Scolastico – copertura***

carico permanente strutturale solaio	$G1 = 260 \text{ daN/mq}$
carico permanente non strutturale solaio	$G2 = 160 \text{ daN/mq}$
sovraccarico variabile – neve	$Qk = 80 \text{ daN/mq}$

### ***Auditorium – Piano seminterrato e piano terra***

carico permanente strutturale solaio	$G1 = 350 \text{ daN/mq}$
carico permanente non strutturale solaio	$G2 = 310 \text{ daN/mq}$
sovraccarico variabile – affollamento	$Qk = 400 \text{ daN/mq}$
peso tamponature perimetrali	$G2 = 1000 \text{ daN/m}$

### ***Auditorium – copertura***

carico permanente strutturale solaio	$G1 = 350 \text{ daN/mq}$
carico permanente non strutturale solaio	$G2 = 160 \text{ daN/mq}$
sovraccarico variabile – neve	$Qk = 80 \text{ daN/mq}$

*Sul tetto dell'auditorium è presente una macchina Rooftop dal peso di circa 2400 daN (G2), ripartito su tre delle travi di copertura per mezzo di una struttura reticolare in acciaio*

## **9.2. Parametri per la determinazione dell'azione sismica**

L'entità dell'azione sismica sulla struttura in esame è stata valutata sulla base dei seguenti parametri, in accordo al D.M. 14/01/2008:

- Tipologia dell'opera: Ordinaria
- Vita nominale: 50 anni
- Classe d'uso: III *(costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi)*
- Categoria sottosuolo: C *(depositi di terreni a grana fine mediamente consistenti)*
- Cat. topografica: T1 *(pendii e rilievi isolati con pendenza  $i < 15\%$ )*
- Coordinate geografiche del sito: Montegranaro (FM) Lat. 43,227913°, Long. 13,618990°

Lo spettro di risposta relativo allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) è stato determinato sulla base dei seguenti parametri (par. 3.2.3 DM 14/01/08):

$a_g$  (accelerazione orizzontale massima al sito) = 2,081 m/s<sup>2</sup>

$F_0$  (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in acceleraz. orizzontale) = 2,467

$T_c^*$  (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in acceleraz. orizzontale) = 0,326 s

Fattore di struttura per elementi duttili:  $q = 3$

Fattore di struttura per elementi fragili:  $q = 1,5$

L'intervento non consiste nell'adeguamento, bensì nel **miglioramento sismico con indicatore di rischio pari a 0,7** (ossia si stima che, post-intervento, la struttura sarà in grado di sopportare un sisma caratterizzato da un'accelerazione massima al sito pari al 70% di quella prevista dalle vigenti norme tecniche). Pertanto, il valore dell'accelerazione orizzontale massima al sito considerata per la determinazione dello spettro di risposta è pari a:

$$a_{g(IR\ 0,7)} = 0,7 * 2,081 = 1,457 \text{ m/s}^2$$

## 10. Modellazione della struttura e analisi effettuate

### 10.1. Software Utilizzato

La valutazione del comportamento della struttura post-intervento (inteso come determinazione degli spostamenti e delle sollecitazioni provocati dalle azioni gravitazionali ed inerziali) è stata svolta con l'ausilio del software FEM “*Nolian*”; parte delle verifiche strutturali sugli elementi in c.a. è stata svolta con l'ausilio del post-processore “*EasyBeam*”.

Entrambi i software fanno parte della suite “*All In One – EWS 41*” (build 6143), sviluppata dalla Softing SRL di Roma e regolarmente concessa in licenza al sottoscritto (N. lic. 1209).

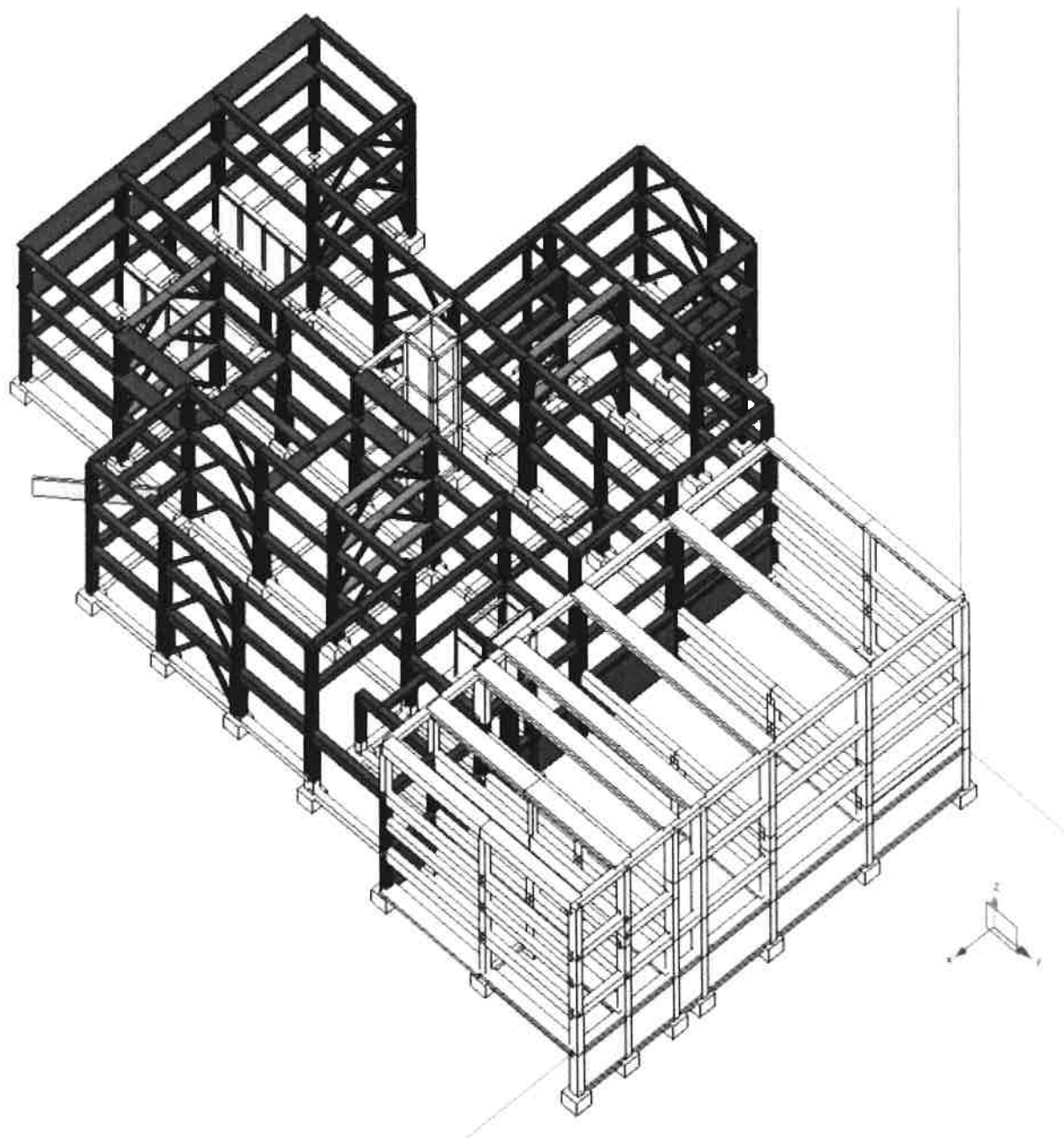
### 10.2. Tipo di analisi svolta

Il comportamento della struttura nei confronti dei carichi statici è stato valutato su un modello di tipo elastico lineare. L'effetto dell'azione sismica è stato valutato per mezzo di un'analisi di tipo dinamico modale. Le sollecitazioni di progetto sono state determinate, per i diversi Stati Limite, combinando gli effetti secondo le combinazioni di carico previste dal D.M. 14/01/08.

### 10.3. Descrizione del modello

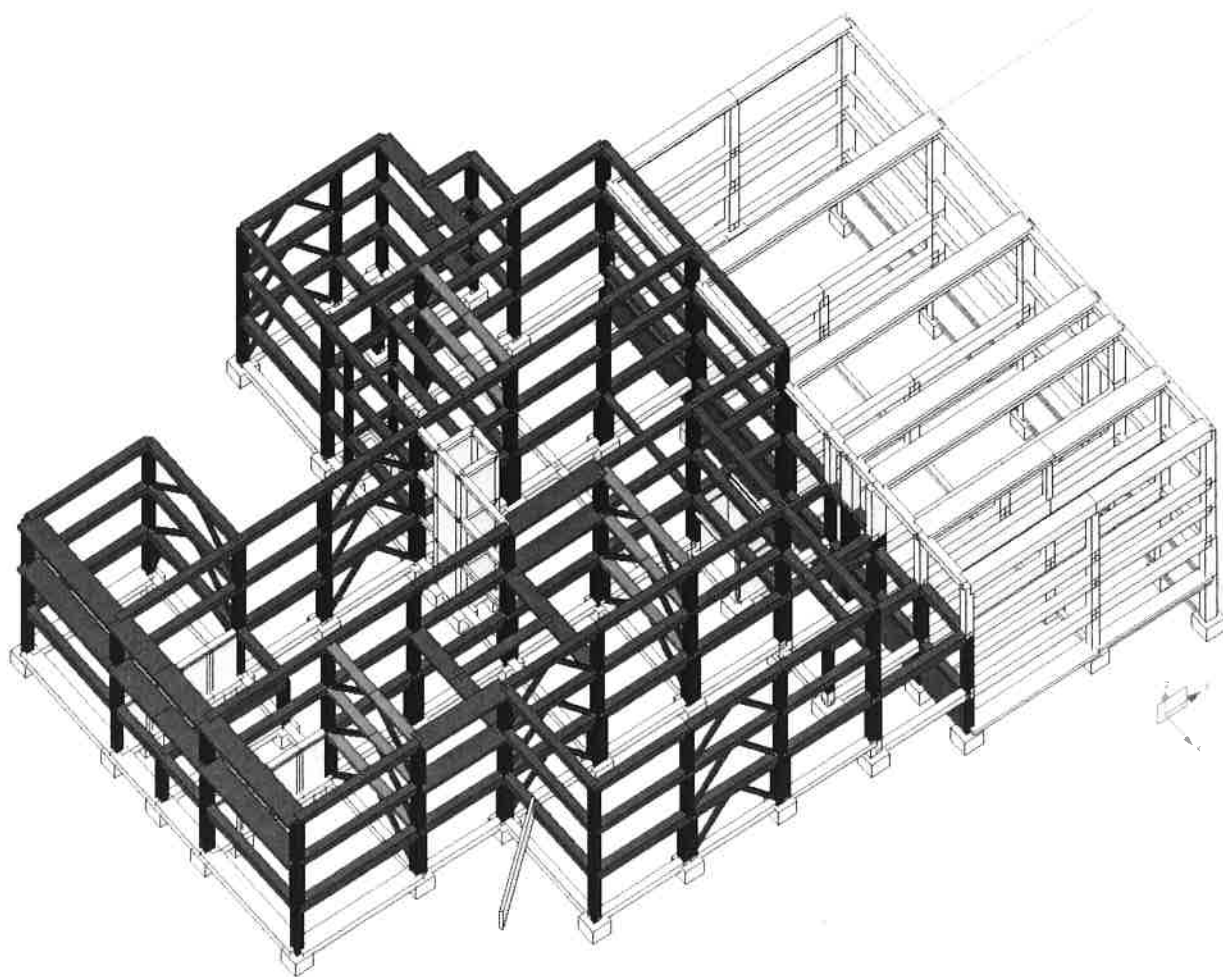
La modellazione strutturale ha tenuto conto del fatto che la struttura della scuola non è giuntata sismicamente rispetto a quella dell'adiacente auditorium. Il modello di calcolo comprende pertanto l'intero fabbricato.

*Le considerazioni sull'indicatore di rischio sismico, invece, riguardano solamente la porzione di fabbricato che ospita la scuola.*



*modello di calcolo – visualizzazione 3d*





*modello di calcolo – visualizzazione 3d*

## **11. Verifiche degli elementi strutturali in c.a.**

### **11.1. Considerazioni sul fattore di struttura in relazione ai possibili meccanismi di rottura**

Il fattore di struttura  $q$  rappresenta, in maniera semplificata, la capacità della struttura di dissipare l'energia cinetica fornita dal sisma per mezzo di meccanismi plastici (solitamente associati alla produzione di calore) quali lo snervamento dei materiali duttili. Tale capacità dipende sia dalle caratteristiche di materiali utilizzati che dalle caratteristiche della struttura (tipologia, regolarità strutturale, particolari costruttivi). Maggiore è il fattore di struttura, maggiore è la capacità dissipativa e, in genere, la duttilità dell'edificio.

La norma tecnica vigente permette, pertanto, di tener conto della presenza di effetti dissipativi non lineari anche utilizzando modelli e analisi di tipo lineare, abbattendo l'azione sismica (ovvero l'ordinata dello spettro di risposta relativo allo SLV) di un fattore pari a  $1/q$ .

Una struttura in c.a. come quella in esame, pur non essendo stata progettata specificatamente per resistere ad un evento sismico (sia in termini di azioni sollecitanti, sia in termini di concezione strutturale), presenta comunque delle riserve plastiche intrinseche tali da poter assumere, in fase di calcolo, un fattore di struttura pari ad almeno 1,5.

La scelta di un fattore di struttura superiore va valutata attentamente, in relazione soprattutto all'eventualità che meccanismi di rottura di tipo fragile (rottura a taglio) possano provocare crolli, rotture o comunque generare situazioni di pericolo per le persone prima che l'edificio abbia sfruttato tutte le proprie riserve di resistenza.

Qualora fosse scongiurato l'instaurarsi di meccanismi di rottura di tipo fragile, sarebbe plausibile attribuire alla struttura in esame un fattore di struttura pari ad almeno 3.

Alla luce di queste considerazioni (suffragate anche quanto riportato al par. C8.7.2.4 della circolare C.S.LL.PP. 02/02/2009), si è ritenuto di effettuare due analisi dinamiche sul medesimo modello, differenziate solo dal fattore di struttura considerato.

Nella prima analisi il fattore è stato posto pari ad 1,5; con i risultati così ottenuti sono state svolte le verifiche strutturali relative alla resistenza a taglio degli elementi in c.a. e, a favore di sicurezza, sono stati dimensionati gli elementi in acciaio e gli ancoraggi del sistema di controvento. L'esito delle verifiche ha permesso di individuare gli elementi da rinforzare a taglio.

Risolte le carenze di resistenza a taglio, sono stati sostanzialmente eliminati i meccanismi di

rottura fragile ed il loro impatto negativo sulla duttilità globale dell'edificio. È stato quindi possibile effettuare la seconda analisi, ponendo il fattore di struttura pari a 3; i risultati ottenuti sono stati utilizzati per la verifica a flessione/pressoflessione di tutti gli elementi in c.a.

## **11.2 – Determinazione della resistenza a taglio (SLU) degli elementi in c.a. e risultati delle relative verifiche**

La resistenza a taglio (SLU) degli elementi in c.a. è stata valutata con i metodi riportati nel D.M. 14/01/08.

### *11.2.1. Pilastri*

Per quanto riguarda i pilastri, la cui armatura trasversale è costituita da staffe disposte a passo costante, la determinazione della resistenza ed il confronto con le sollecitazioni di progetto è stato fatto con l'ausilio del post-processore *EasyBeam*. Come si evince dall'apposito tabulato, reperibile nel CD allegato, tutti i pilastri risultano adeguati a sopportare le azioni taglianti di progetto (situazione post-intervento).

### *11.2.2. Travi*

L'armatura a taglio delle travi è costituita da staffe e ferri piegati localizzati alle estremità. Questi ultimi, in particolare, contribuiscono alla resistenza a taglio solo quando la sollecitazione tagliente è concorde a quella statica; in fase sismica, in caso di inversione delle sollecitazioni, essi non forniscono alcun contributo resistente.

In condizioni statiche, il taglio resistente è stato valutato sommando il contributo dei ferri piegati, ove presenti, a quello delle staffe.

In fase sismica, invece, la valutazione della resistenza ha richiesto un controllo preliminare sul segno del taglio: per ogni combinazione sismica prevista dalla norma, sulle tre sezioni significative di ogni trave (estremi e mezzzeria), è stato verificato se il taglio di progetto fosse concorde o meno con quello in fase statica. Nel primo caso, il taglio resistente è stato valutato considerando il contributo dei piegati, mentre nel secondo sono state considerate le sole staffe.

Dal tabulato riassuntivo reperibile nel CD allegato, si evince che una sola trave risulta non essere verificata e necessita di essere rinforzata a taglio.

#### *11.2.2.1. Intervento di rinforzo a taglio su trave in c.a.*

La trave da rinforzare, del tipo a spessore, è localizzata a livello del solaio di piano primo, tra i pilastri n. 68 e 69 (numerazione da elaborati grafici allegati). Il rinforzo sarà eseguito disponendo all'intradosso della trave in c.a. un profilo in acciaio S275 tipo HEA160, ancorato ai pilastri e alla trave stessa.

L'ancoraggio avverrà per mezzo di barre filettate M16 in acciaio cl.8.8 post-installate (fissaggio con resine epossidiche al c.a. esistente su perfori Ø18, lunghezza 15cm lato trave / 20 cm lato pilastri) in numero di 4 per ogni pilastro e lungo tutta la trave con interasse di cm 30.

#### *11.2.3. Considerazioni sulle travi in c.a. in corrispondenza delle maglie controventate*

Dalla modellazione effettuata è emerso che i controventi, anche in fase sismica, costituiscono di fatto un appoggio in mezzzeria per le travi in c.a. in corrispondenza degli stessi. Le sollecitazioni taglianti su dette travi sono pertanto sostanzialmente trascurabili, anche in considerazione del rinforzo costituito dagli elementi in acciaio installati all'intradosso (profilo HEA) e all'estradosso (doppio profilo angolare), come da elaborati grafici allegati.

### **11.3 – Verifiche a flessione / pressoflessione (SLU) degli elementi in c.a.**

La resistenza a flessione (SLU) degli elementi in c.a. è stata valutata con i metodi riportati nel D.M. 14/01/08. La determinazione della resistenza ed il controllo di compatibilità con le sollecitazioni di progetto sono state svolte con l'ausilio del post-processore *EasyBeam*.

#### *11.3.1. Considerazioni sulla redistribuzione delle sollecitazioni flettenti nelle travi*

Il paragrafo 4.1.1.1 del D.M. 14/01/08 riporta: “*Per le sole verifiche agli stati limite ultimi, i risultati dell'analisi elastica possono essere modificati con una redistribuzione dei momenti, nel rispetto dell'equilibrio e delle capacità di rotazione plastica delle sezioni dove si localizza la redistribuzione*”.

Nel caso in esame, i fenomeni non lineari che portano alla redistribuzione dei momenti sono stati modellati con un abbattimento selettivo del modulo elastico su alcune travi.

Tale scelta permette di abbassare i picchi locali di sollecitazione, non realistici in quanto associati alla particolare analisi effettuata (elastica lineare), senza influenzare il comportamento

globale del modello e la sua corrispondenza con la struttura reale.

La scelta degli elementi orizzontali su cui effettuare l'abbattimento del modulo elastico è stata effettuata con un procedimento iterativo.

È stata effettuata un'analisi preliminare, in cui a tutte le travi è stato attribuito il modulo elastico teorico riportato al paragrafo 4.2.; i risultati di detta analisi sono stati utilizzati per una prima verifica a flessione delle travi, da cui è risultata un'eccessiva sollecitazione sugli elementi n. 146, 492, 521, 527 e 528 (numerazione relativa al modello di calcolo, vedi tabulati reperibili nel CD allegato).

*Si fa notare che, comunque, su tali elementi il fattore di sicurezza relativo alla verifica a flessione (SLU) non risultava inferiore a 0.8, ossia si è nel range di validità della teoria della ridistribuzione*

Il modulo elastico di detti elementi è stato quindi ridotto del 30% ed è stata ripetuta l'analisi; a seguito della ridistribuzione delle sollecitazioni, il flettente sugli elementi modificati si è abbassato e, contemporaneamente, si è verificato un incremento dello stesso negli elementi vicini. Eseguendo di nuovo le verifiche a flessione, è emerso che gli elementi modificati non avevano più problemi, mentre gli elementi n. 441 e 477 presentavano un coefficiente di sicurezza di poco inferiore all'unità.

È stata dunque effettuata un'ultima analisi, abbattendo il modulo elastico degli elementi 441 e 447 rispettivamente del 10% e del 5%. La distribuzione di sollecitazioni conseguente è risultata compatibile con la resistenza di tutte le travi esistenti, che non necessitano quindi di rinforzi a flessione. I tabulati di calcolo relativi al modello modificato e alle verifiche a flessione delle travi sono reperibili nel CD allegato.

### *11.3.2. Considerazioni sul comportamento a flessione delle travi in corrispondenza dei controventi*

Il comportamento strutturale dei controventi metallici è tale da non produrre incrementi sensibili di momento flettente sulle travi in corrispondenza degli stessi.

Alla luce di questa considerazione e del fatto che l'installazione del telaio di controvento trasforma le suddetti travi in c.a. in travi a sezione mista, dotate di rinforzi metallici sia all'intradosso (profilo HEA) che all'estradosso (doppio profilo angolare), non si ritiene possano verificarsi rotture a flessione in corrispondenza delle stesse.

### *11.3.3. Verifiche a pressoflessione dei pilastri*

Come si evince dai tabulati di calcolo reperibili nel CD allegato, le verifiche a pressoflessione dei pilastri esistenti in c.a. risultano soddisfatte. Non sono pertanto necessari interventi di rinforzo specifici, anche nel caso del pilastro n.76 (prima elevazione, elemento n. 445) che presenta, per alcune combinazioni di carico, sforzo assiale di trazione in realtà coperto dalla presenza delle sezioni metalliche dell'adiacente controvento.

## **12. Verifiche strutturali scala di sicurezza esterna in acciaio**

Le verifiche strutturali relative agli elementi costituenti la scala di sicurezza esterna sono consultabili nell'apposito tabulato, reperibile nel CD allegato alla presente. Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

### 13. Verifica controventi in acciaio

Per il miglioramento sismico della struttura in c.a., il progetto prevede l'installazione di due tipologie di controventi in struttura metallica:

- a “V”
- a “portali reticolari”

Tutti i controventi prevedono la realizzazione di un telaio, a quattro lati, parallelo alla struttura in c.a. esistente e posto in asse e in aderenza ad essa.

Le estremità di ciascun portale sono state realizzate con un raccordo a 45° al fine di evitare la trasmissione di uno sforzo diretto sul nodo in fase sismica.

La trasmissione della sollecitazione alla struttura in c.a. avviene infatti mediante le connessioni a taglio realizzate in maniera diffusa lungo le superfici di contatto tra acciaio e c.a. esistente.

Le verifiche seguenti sono state effettuate a partire dalle sollecitazioni derivanti dall'analisi sismica nelle ipotesi generali di progetto per il miglioramento sismico (Indice di valutazione sismica 0,7, fattore di struttura  $q=1,5$ ).

Gli sforzi assiali sono stati scomposti nelle direzioni orizzontale e verticale e composti vettorialmente al fine di ottenere le azioni di progetto per il dimensionamento delle connessioni e degli ancoraggi.

### Verifiche membrature

I profili strutturali dei controventi sono stati dimensionati tenendo conto della loro rigidezza assiale e del comportamento indotto nella struttura in c.a..

Successivamente gli stessi profili sono stati verificati per instabilità per carico assiale in fase di sollecitazione sismica.

#### *Verifiche di stabilità profilo in acciaio secondo le NTC 2008*

Dati del profilo utilizzato
tipo profilo:
<b>HEA200</b>
A [cm <sup>2</sup> ] = 53,83
I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ] = 3692
I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ] = 1336
W <sub>y</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 388,6
W <sub>z</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 133,6

Lunghezza libera
L <sub>cr</sub> [m] = 3,5

Caratteristiche materiale
Y <sub>M1</sub> = 1,05
tipo di acciaio: <b>S275</b>
f <sub>yk</sub> [MPa] = 275

Elemento
<b>HEA200</b>

Sollecitazioni sull'elemento
NEd [daN] = 91000

curva di instabilità per compressione, inflessione intorno all'asse più debole	c	α = 0,49
---	---	----------

$$\begin{aligned} N_{cr} [kg] &= 226042,14 [kg] \\ \lambda &= 0,8092521 \\ \Phi &= 0,9767112 \\ X &= 0,6563447 \\ X N_{Rk} / Y_{M1} &= 92.534 [kg] \end{aligned}$$

**equazione (4.4.42) sfruttamento : 98,3%**



Verifiche di stabilità profilo in acciaio secondo le NTC 2008

Dati del profilo utilizzato
tipo profilo:
<b>HEA180</b>
A [cm <sup>2</sup> ] = 45,3
I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ] = 2510
I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ] = 924,6
W <sub>y</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 293,6
W <sub>z</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 102,7

Lunghezza libera
L <sub>cr</sub> [m] = 3,2

Caratteristiche materiale
Y <sub>M1</sub> = 1,05
tipo di acciaio: <b>S275</b>
f <sub>yk</sub> [MPa] = 275

Elemento
<b>HEA180</b>

Sollecitazioni sull'elemento
NEd [daN] = 76000

curva di instabilità per compressione,  
inflessione intorno all'asse più debole

c

α = 0,49

$$\begin{aligned} N_{cr} [kg] &= 187142,74 [kg] \\ \lambda &= 0,815885 \\ \Phi &= 0,983726 \\ X &= 0,6521815 \\ X N_{Rk} / Y_{M1} &= 77,377 [kg] \end{aligned}$$

equazione (4.4.42) sfruttamento : **98,2%**

Verifiche di stabilità profilo in acciaio secondo le NTC 2008

Dati del profilo utilizzato
tipo profilo:
<b>UPN160</b>
A [cm <sup>2</sup> ] = 24
I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ] = 925
I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ] = 85,3
W <sub>y</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 116
W <sub>z</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 18,3

Lunghezza libera
L <sub>cr</sub> [m] = 2,3

Caratteristiche materiale
Y <sub>M1</sub> = 1,05
tipo di acciaio: <b>S275</b>
f <sub>yk</sub> [MPa] = 275

Elemento
<b>UPN160</b>

Sollecitazioni sull'elemento
NEd [daN] = 21000

curva di instabilità per compressione,  
inflessione intorno all'asse più debole

c

α = 0,49

$$\begin{aligned} N_{cr} [kg] &= 33420,458 [kg] \\ \lambda &= 1,4052894 \\ \Phi &= 1,782715 \\ X &= 0,3472662 \\ X N_{Rk} / Y_{M1} &= 21,828 [kg] \end{aligned}$$

c.f.

2.eu

equazione (4.4.42) sfruttamento : **96,2%**

Dati del profilo utilizzato
tipo profilo:
<b>60x120x10</b>
A [cm <sup>2</sup> ] = 17,1
I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ] = 249,6
I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ] = 27,41
W <sub>y</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 32,54
W <sub>z</sub> [cm <sup>3</sup> ] = 9,086

Lunghezza libera
L <sub>cr</sub> [m] = 0,5

Caratteristiche materiale
Y <sub>M1</sub> = 1,05
tipo di acciaio: <b>S275</b>
f <sub>yk</sub> [MPa] = 275

Elemento
<b>angolare 60x120x10</b>

Sollecitazioni sull'elemento
NEd [daN] = 33900

curva di instabilità per compressione, inflessione intorno all'asse più debole	c	α = 0,49
---	---	----------

$$\begin{aligned}
 N_{cr} [\text{kg}] &= 227241,72 [\text{kg}] \\
 \lambda &= 0,4549046 \\
 \Phi &= 0,6659208 \\
 X &= 0,8678703 \\
 X N_{Rk} / Y_{M1} &= 38.868 \quad [\text{kg}]
 \end{aligned}$$

**equazione (4.4.42) sfruttamento : 87,2%**

## **VERIFICHE NODI DI CARPENTERIA METALLICA**

### **Verifica collegamento bullonato HEA 180 (Diagonali Principali)**

Sollecitazione assiale massima:	61300 kg
Collegamento realizzato in n.2 piani di taglio	
Valutazione resistenza a singolo	
piano di taglio collegamento bullonato barra M14	6600 kg
n° bulloni: $(61300 \text{ kg} / 2) / 6600 \text{ kg} =$	<b>5M14 (minimo)</b>

### **Verifica collegamento bullonato HEA 200 (Diagonali Principali)**

Sollecitazione assiale massima:	91000 kg
Collegamento realizzato in n.2 piani di taglio	
Valutazione resistenza a singolo	
piano di taglio collegamento bullonato barra M14	6600 kg
n° bulloni: $(91000 \text{ kg} / 2) / 6600 \text{ kg} =$	<b>7M14 (minimo)</b>

### **Verifica collegamento bullonato HEA 180 – 2 L 60x120x10**

Sollecitazione assiale massima:	27000 kg
Collegamento realizzato in n.2 piani di taglio	
Valutazione resistenza a singolo	
piano di taglio collegamento bullonato barra M14	6600 kg
n° bulloni: $(27000 \text{ kg} / 2) / 6600 \text{ kg} =$	<b>3M14 (minimo)</b>

### **Verifica collegamento bullonato HEA 200 – 2 L 60x120x10**

Sollecitazione assiale massima:	41000 kg
Collegamento realizzato in n.2 piani di taglio	
Valutazione resistenza a singolo	
piano di taglio collegamento bullonato barra M14	6600 kg
n° bulloni: $(41000 \text{ kg} / 2) / 6600 \text{ kg} =$	<b>4M14 (minimo)</b>

### **Verifica sezione netta a trazione L 60x120x10**

I profili L 60x120x10 presentano la foratura del lato corto in corrispondenza del collegamento con gli HEA, mentre la foratura del lato lungo nella mezzzeria, a quince per il collegamento alla struttura in acciaio.

L'area netta per ciascun profilo, risulta pertanto dalla differenza tra l'area netta e il massimo foro di Ø22 necessario all'ancoraggio delle barre M20:

$$17,10 \text{ cmq} - (2,20 \times 1,00) \text{ cmq} = 14,90 \text{ cmq}$$

La resistenza a trazione è data dal valore minimo tra

$$N_{U,Rd} = 14,90 \text{ cmq} \times 0,90 \times 4300 \text{ kg/cmq} / 1,25 = 46130 \text{ kg}$$

$$N_{pL,Rd} = 17,10 \text{ cmq} \times 2800 \text{ kg/cmq} / 1,05 = 45600 \text{ kg}$$

$$N_{t,Rd} = \min (N_{U,Rd} ; N_{pL,Rd} ) = 45600 \text{ kg}$$

$$N_{Ed} = 61300 \text{ kg} / 2 = 30650 \text{ kg (per singolo piano di taglio)}$$

$$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 30650 / 45600 = 0,67 \leq 1$$

### Verifica ancoraggio HEA 180 – HEA 140

Sollecitazione assiale massima:  
Collegamento realizzato in n.2 piani di taglio  
Valutazione resistenza a singolo  
piano di taglio collegamento bullonato barra M14  
n° bulloni:  $(50400 \text{ kg} / 2) / 6600 \text{ kg} =$

$$70000 \times \cos 44^\circ = 50400 \text{ kg}$$

6600 kg  
**4M14 (minimo)**

### Verifica ancoraggio HEA 200 – HEA 140

Sollecitazione assiale massima:  
Collegamento realizzato in n.2 piani di taglio  
Valutazione resistenza a singolo  
piano di taglio collegamento bullonato barra M14  
n° bulloni:  $(65500 \text{ kg} / 2) / 6600 \text{ kg} =$

$$91000 \times \cos 44^\circ = 65500 \text{ kg}$$

6600 kg  
**6M14 (minimo)**

$\gamma_{M2}$	1,25				
Ø bullone [mm]	12	A = 113,0 mmq	Ares = 84,3 mmq	d0 = 13,0 mm	Ø testa = 19 mm
classe bullone	8,8	f <sub>yb</sub> = 649 N/mmq	f <sub>tb</sub> = 800 N/mmq		
elemento 1: tipo profilo/piatto:		<b>profilo a sezione aperta o piatto laminato a caldo</b>			
elemento 1: qualità acciaio		<b>S275</b>	f <sub>yk</sub> = 275 N/mmq	f <sub>tk</sub> = 430 N/mmq	
elemento 1: spessore [mm]		7			
elemento 2: tipo profilo/piatto:		<b>profilo a sezione aperta o piatto laminato a caldo</b>			
elemento 2: qualità acciaio		<b>S275</b>	f <sub>yk</sub> = 275 N/mmq	f <sub>tk</sub> = 430 N/mmq	
elemento 2: spessore [mm]		7			
tipo bullone	<b>di bordo</b>				
e1 [mm]	20				
e2 [mm]	20				

valori minimi e massimi distanze

$$15,6 \text{ mm} \leq e1 \leq 68,0 \text{ mm}^*$$

$$15,6 \text{ mm} \leq e2 \leq 68,0 \text{ mm}^*$$

$$28,6 \text{ mm} \leq p1 \leq 98,0 \text{ mm}$$

$$31,2 \text{ mm} \leq p2 \leq 98,0 \text{ mm}$$

\* valori massimi da rispettare solo in caso di unioni  
esposte a fenomeni corrosivi o ambientali

$$\begin{aligned} F_{v,Rd} &= 32371 \text{ N} & (3300 \text{ kgf}) \\ F_{b,Rd} &= 37046 \text{ N} & (3776 \text{ kgf}) \\ F_{t,Rd} &= 48557 \text{ N} & (4950 \text{ kgf}) \\ F_{t,Rd} &= 46000 \text{ N} & (4689 \text{ kgf}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{\text{taglio}, Rd} &= 32371 \text{ N} & (3300 \text{ kgf}) \\ F_{\text{taglio}, Sd} &= 0 \text{ N} & (0 \text{ kgf}) \end{aligned}$$

sfruttamento: 0,00

$$\begin{aligned} F_{l,Rd} &= 48557 \text{ N} & (4950 \text{ kgf}) \\ F_{b,Rd} &= 86240 \text{ N} & (8791 \text{ kgf}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B &= 86240 \text{ N} \\ B &= 86240 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{\text{trazione}, Rd} &= 48557 \text{ N} & (4950 \text{ kgf}) \\ F_{\text{trazione}, Sd} &= 46000 \text{ N} & (4689 \text{ kgf}) \end{aligned}$$

sfruttamento: 0,95

**sfruttamento complessivo (taglio+trazione): 0,68**

## Verifica saldatura HEA 200/180 – HEA 140

Sollecitazione assiale massima:

Perimetro totale saldatura (2x108+2x160+2x123) =

Altezza cordone di saldatura

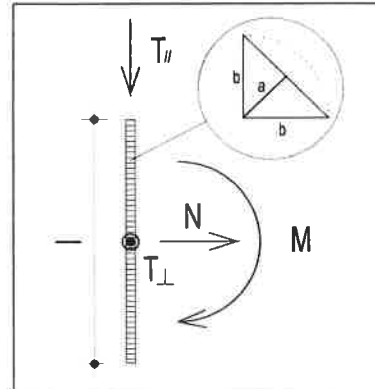
$91000 \times \cos 44^\circ = 65500 \text{ kg}$

782 mm

7 mm

Sollecitazioni	
N (N)	655000
$T_{//}$ (N)	0
$T_{\perp}$ (N)	0
M (Nmm)	0

Dati saldatura	
Acciaio	S275
b (mm)	7
l (mm)	758
n° cordoni	1
$g_{M2}$	1,25
a (mm)	4,95



$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	275
$f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	430

Verifica con formula 4.2.76

$$F_{wEd}/F_{wRd} \leq 1 \text{ con } F_{wRd} = a f_{tk} / (\sqrt{3} b g_{M2})$$

$b_w$	0,85
$f_{wEd}$ (N/mm <sup>2</sup> )	233,657
$F_{T//}$ (N/mm)	0,000
$F_{T_{\perp}}$ (N/mm)	0,000

$F_{T_{TOT}}$ (N/mm)	0,000
$F_{\perp N}$ (N/mm)	864,116
$F_{\perp M}$ (N/mm)	0,000
$F_{\perp TOT}$ (N/mm)	864,116

$F_{wEd}$ (N/mm)	864,116
$F_{wRd}$ (N/mm)	1156,543

S/R	OK
0,747	

Verifica con formula 4.2.78 e 4.2.79

$$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)} \leq b_1 f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq b_2 f_{yk}$$

$b_1$	0,7
$b_2$	0,85
$t_{//}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0,0000
$t_{\perp}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0,0000

$n_{\perp N}$ (N/mm <sup>2</sup> )	174,5778
$n_{\perp M}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0,0000
$n_{\perp}$ (N/mm <sup>2</sup> )	174,5778

$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)}$	174,5778
$b_1 f_{yk}$	192,5000

S/R	OK
0,91	

$ n_{\perp}  +  t_{\perp} $	174,5778
$b_2 f_{yk}$	233,7500

S/R	OK
0,75	

### Calcolo ancoraggi a struttura in c.a.

Per il calcolo degli ancoraggi alla struttura in c.a. sono state fatte considerazioni differenti a seconda del tipo di elemento strutturale:

- TRAVI

Sollecitazioni: sono state scomposte vettorialmente le azioni dovute ai due elementi diagonali in acciaio e ne sono state sommate vettorialmente le componenti orizzontali

Progetto: tutta l'azione orizzontale è stata affidata ai connettori a taglio realizzati con barre filettate ancorate alla struttura in c.a. con resine epossidiche.

- PILASTRI

Sollecitazioni: sono state scomposte vettorialmente le azioni assiali delle diagonali in acciaio concomitanti sui tre nodi di ciascun lato di ogni telaio verticale (comprendente gli interventi su tutti e tre i piani); l'azione generale derivante è stata affidata per un 30% alla struttura in c.a. esistenti e per un 70% alle connessioni a taglio con le barre filettate.

Il calcolo della resistenza a taglio del connettore è stato effettuato secondo quanto previsto dalle NTC 08 al paragrafo 4.3.4.3.1.2 con le formule 4.3.7 e 4.3.8.

$$P_{Rd,a} = 0,8 f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_v.$$
$$P_{Rd,c} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0,5} / \gamma_v.$$
$$\text{con } P_{Rd} = \min (P_{Rd,a} ; P_{Rd,c})$$

Le caratteristiche dei materiali sono state considerate al netto dei coefficienti di sicurezza e fattori di confidenza così come indicati in relazione. Sono stati scelti due diametri differenti di barre filettate M16 – M20 per ottimizzare gli ancoraggi in funzione della sollecitazione di taglio derivante da calcolo.

Calcestruzzo  $f_{cm}$  135 kg/cm<sup>2</sup>

M16

$$P_{Rd,c} = 2300 \text{ kg}$$
$$P_{Rd,a} = 10417 \text{ kg}$$

M20

$$P_{Rd,c} = 3400 \text{ kg}$$
$$P_{Rd,a} = 16276 \text{ kg}$$

Calcestruzzo  $f_{cm}$  250 kg/cm<sup>2</sup>

M16

$$P_{Rd,c} = 3400 \text{ kg}$$
$$P_{Rd,a} = 10417 \text{ kg}$$

M20

$$P_{Rd,c} = 5300 \text{ kg}$$
$$P_{Rd,a} = 16276 \text{ kg}$$

Grottazzolina, li \_\_\_\_\_

Il Calcolatore

Dott. Ing. Alteriano Renzi



Dott. Ing. Alteriano Renzi – via Aldo Moro 4 63844 Grottazzolina (FM) – tel: 0734-631859 fax: 0734-632509  
c.f. RNZ LRN 54D24 D542G – p.iva 00718950447 email: [renzialteriano@studiorenzi.info](mailto:renzialteriano@studiorenzi.info) pec: [alteriano.renzi@ingpec.eu](mailto:alteriano.renzi@ingpec.eu)

**Ancoraggi Intradosso travi e pilastri in c.a.**  
**Schema calcolo ancoraggi minimi**

Numero telaio	Quadrante	Sollecitazione Massima	Sollecitazione Seconda Asta (solo Reticolari)	Angolo su piano Orizzontale (°)	Angolo su piano Verticale (°)	Angolo su piano Verticale (°) (Solo Reticolari)	Componente Orizzontale	n° Ancoraggi Orizzontali	tipo barra	Componente Verticale	n° Ancoraggi Verticali	tipo barra
1	T.1.1	59200		51	39		74512	22	M16	46007	9	M16
	T.1.2	88200		46	44		122538	23	M20	63446	13	M16
	T.1.3	51300		46	44		71272	21	M16	36902	8	M16
2	T.2.1	44600	24100	20	70	45	83821	25	M20	32295	7	M16
	T.2.2	90400		42	48		134361	25	M20	60489	12	M16
	T.2.3	49800		42	48		74017	22	M16	33323	7	M16
3	T.3.1	41200		57	33		44878	20	M16	34553	7	M16
	T.3.2	67000		51	39		84329	16	M20	52069	11	M16
	T.3.3	41300		51	39		51982	15	M16	32096	7	M16
4	T.4.1	25900		56	34		28966	13	M16	21472	4	M16
	T.4.2	69800		49	41		91586	17	M20	52679	11	M16
	T.4.3	49000		49	41		64294	19	M16	36981	8	M16
5	T.5.1	56400		57	33		61435	18	M16	47301	10	M16
	T.5.2	72600		51	39		91377	17	M20	56421	12	M16
	T.5.3	39300		51	39		49465	15	M16	30542	6	M16
6	T.6.1	21100		51	39		26557	12	M16	16398	3	M16
	T.6.2	77000		47	43		105028	20	M20	56314	12	M16
	T.6.3	50500		47	43		68882	20	M16	36933	8	M16
7	T.7.1	24400	21700	20	70	45	45857	20	M16	23690	5	M16
	T.7.2	29800	26400	20	70	45	56006	16	M16	28860	6	M16
	T.7.3	23700	20700	20	70	45	44541	13	M16	22743	5	M16
8	T.8.1	67100		57	33		73091	32	M16	56275	12	M16
	T.8.2	88500		51	39		111390	21	M20	68777	14	M16
	T.8.3	56100		51	39		70610	21	M16	43598	9	M16

***Tabulati di calcolo (Sollecitazioni, spostamenti, verifiche strutturali)***

***e***

***Test di validazione software di calcolo***

***- vedi Cd allegato -***