COMUNE DI ADRIA

Provincia di Rovigo

Oggetto:	**Relazione tecnico illustrativa di calcolo degli interventi strutturali** **PROGETTO ESECUTIVO** Redatta ai sensi del Cap. 10.1 e 10.2 NTC 14/01/2008 G.U. n. 29 del 04/02/2008 suppl. ord. n. 30		
Versione:	**1.0**	**Ubicazione:**	**ADRIA (RO)** **Viale U. Maddalena**
Revisione:	**0**		
Committente	**Conservatorio Musicale ''A. Buzzolla''**		

Allegati

Elaborato di progetto degli interventi strutturali

Data	Tecnico calcolatore **Dott. Ing. Baruffaldi Paolo**
Ottobre 2015	----------

STUDIO BARUFFALDI s.a.s.
Società di Ingegneria
c.so G. Mazzini n. 61 – Adria (RO)
tel. fax 0426.23702
mail: info@studiobaruffaldi.com

1. Analisi dei carichi

G_1 = Pesi propri di tutti gli elementi strutturali

1	Solaio in laterocemento, a travetti tralicciati prefabbricato con fondello in laterizio ed elementi interposti in laterizio, gettato in opera, altezza 20 cm + cappa collaborante in c.a. 4 cm armata con rete elettrosaldata, interasse nervature i = 60 cm (Fonte RDB solaio 3Q)	**2,95 kN/m^2**

G_2 = Pesi propri di tutti gli elementi non strutturali - interpiano

1	Intonaco di intradosso sp. 1,5 cm	0,4 kN/m^2
2	Massetto di sabbia e cemento	1,0 kN/m^2
4	Tramezze	0,8 kN/m^2
5	Finitura	0,4 kN/m^2
TOTALE		**2,5 kN/m^2**

Q_k = Carichi accidentali

1	Neve μ = 1 qsk = 1 Ce = 1 Ct = 1	**1,0 kN/m^2**
2	Saloni sala musica	**3,0 kN/m^2**

2. Combinazione delle azioni: SLU

$$Fd = \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum[\gamma_{Qi}(\Psi_{0i}Q_{ki})]$$

con:

$\gamma_{G1} = 1,3$

$\gamma_{G2} = 1,5$

$\gamma_{Q1} = 1,5$

Stato Limite Ultimo A1 Strutturale

3. Materiali impiegati

CALCESTRUZZO C 25/30

Resistenza caratteristica	$f_{c,k}$	24,9 Mpa
Resistenza di calcolo	$f_{c,d}$	14,11 Mpa
Modulo Elastico	E_c	31447 Mpa

ACCIAIO AD ADERENZA MIGLIORATA B450C

Tipo:

$f_{yk} = 450$ Mpa

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 390 \text{ Mpa}$$

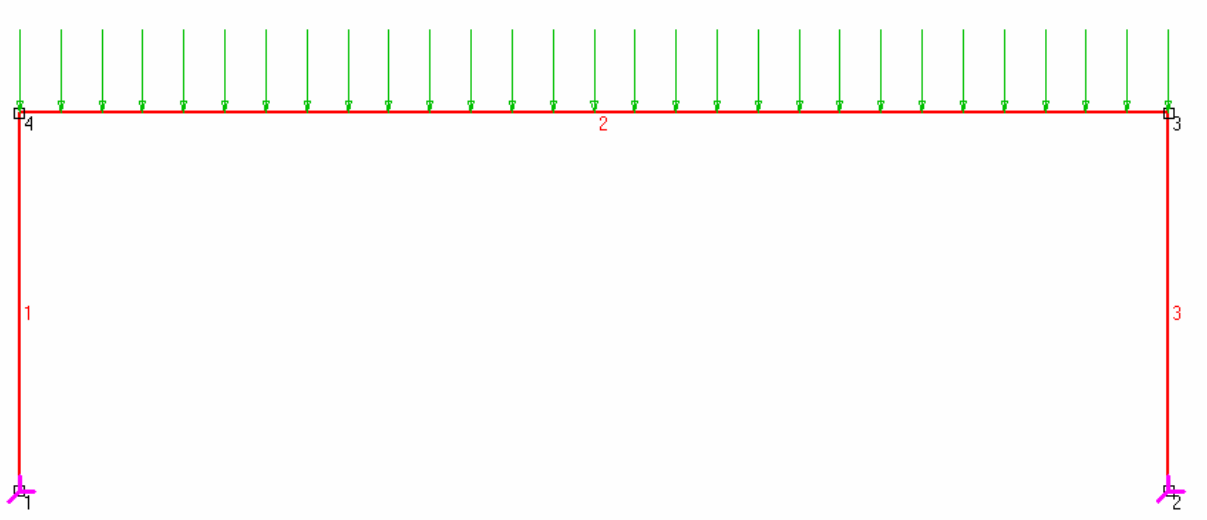
4. Nuovo solaio in laterocemento – verifica pilastri esistenti

Carico agente sul solaio:

$Fd = 1{,}5 \cdot 8{,}45 = 12{,}67$ kN/mq

$$Q = 12{,}67 \cdot \frac{2{,}93}{2} + 12{,}67 \cdot \frac{3{,}68}{2} = 41{,}87 \text{ kN/m}$$

Altezza pilastri = 300 cm; Luce solaio = 911 cm



Schema Statico

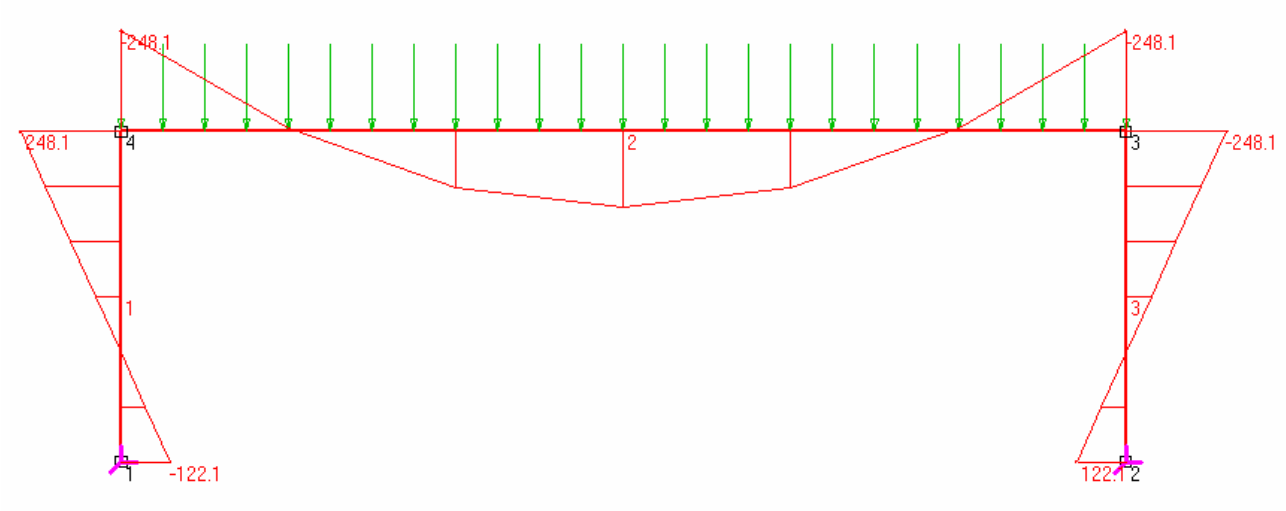


diagramma Momento Flettente

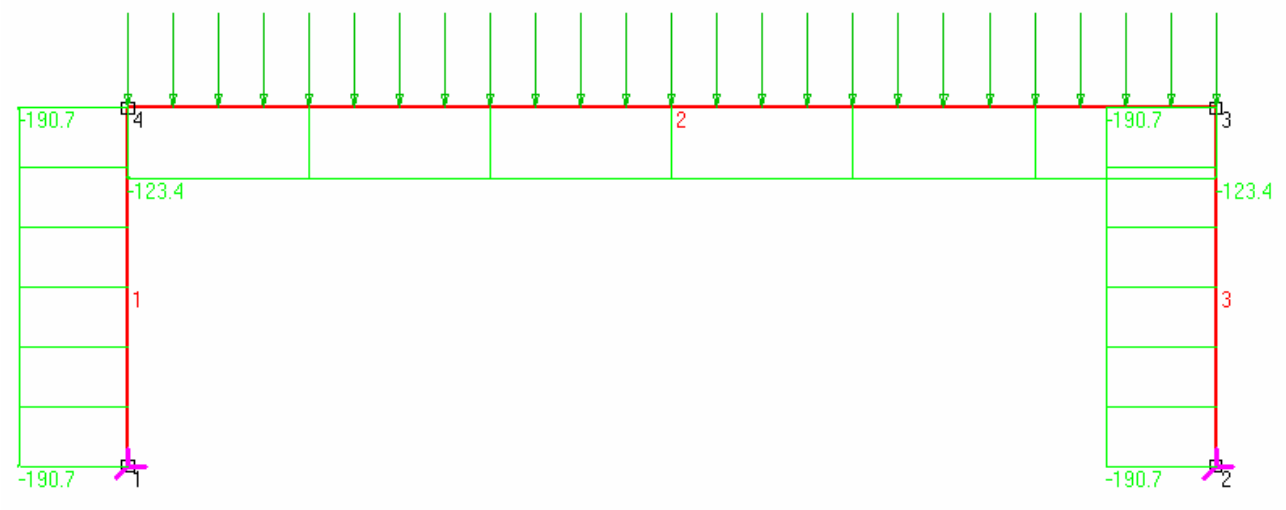


diagramma Sforzo Normale

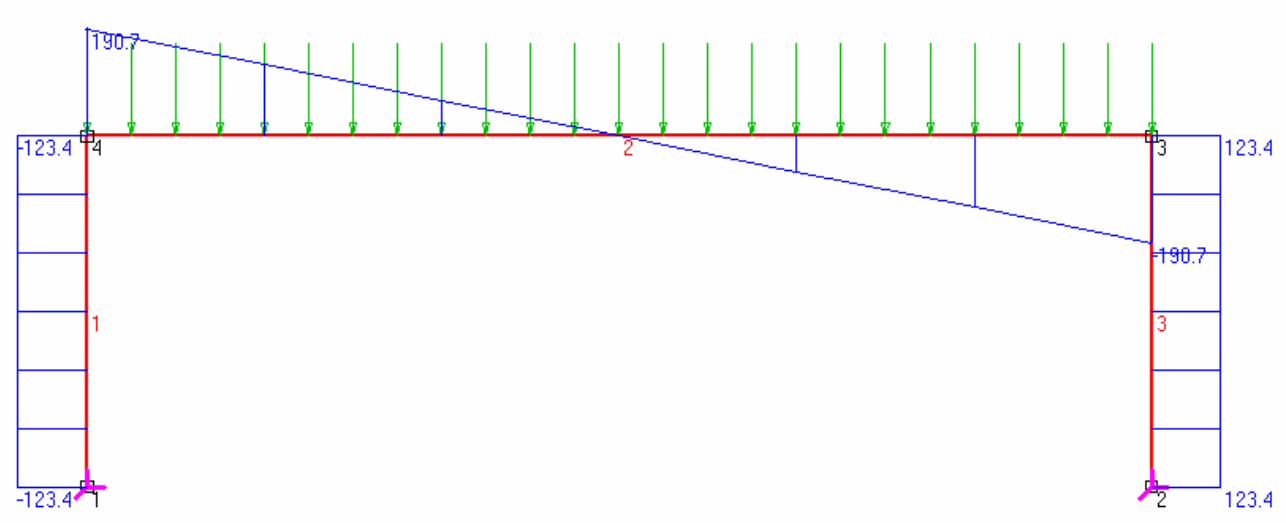


diagramma Sforzo Taglio

Da sondaggi eseguiti in loco si verifica che i pilastri esistenti in calcestruzzo aventi sezione 35 x 35 cm, armati con 2+2 Φ 14 correnti e staffe Φ 8 passo 30 cm



Pilastro esistente



Pilastro esistente

Dagli schemi sopra riportati si riassumo le azioni di progetto:

Msd = 248,1 kNm

Tsd = 123,4 kN

Nsd = 190,7 kN

Il momento resistente della sezione esistente vale:

Mrd = 37 kNm < Msd **la sezione risulta NON VERIFICATA**

Per tale ragione si progetta un intervento di rinforzo strutturale dei pilastri al fine di aumentarne sia la sezione resistente che l'armatura, in particolar modo le carpenterie resistenti a taglio.

Si elencano le caratteristcihe della nuova sezione resistente dei pilastri:

sezione 40 x 40 cm

armature longitudinali 8 Φ 14

staffe Φ 8 passo 15 cm

getto di completamento in malta colabile tipo Kerakoll Geolite Magma o similare.

Sarà inoltre cura della ditta esecutrice dei lavori di posare le nuovi travi di sostegno dei solai, del tipo prefabbricate con piatta in acciaio (tipo VTR o similari) in modo da realizzare uno schema statico di semplice appoggio, in grado di trasmettere ai pialstri unicamente sforzi normali di compressione.

Le travi saranno dimensionate dalla ditta produttrice in grado di sopportare le azioni derivanti da tale schema statico.

E' previsto a progetto inoltre il rinforzo delle fondazioni dei pilastri, attualmente realizzate con plinti tozzi isolati aventi sezione 100 x 100 cm.



La tensione agente sul terreno di posa vale:

$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{19070}{100 \cdot 100}$ = 1,9 kg/cmq superiore alla tensione caratteristice del terreno di posa

per tale ragione si prevede di aumentare l'area del plinto fino ad ottenere un quadrato di lato pari a 160 cm

$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{19070}{160 \cdot 160}$ =0,74 kg/cmq ammissibile con la resistenza del terreno di posa

Successivamente l'intervento in oggetto prevederà il collegamento dei plinti di fondazione a mezzo di travi in calcestruzzo aventi sezione 50x50 cm, armate con 6 Φ 14 correnti e staffe Φ 10 passo 20 cm.

I particolari costruttivi dell'intervento sono visibili nell'elaborato grafico a corredo, tavola S1 e S2.

5. Verifica vasca antincendio

Parametri del terreno di progetto:

Peso terreno = 19 kN/mc

Angolo di resistenza la taglio = 25°

Angolo di attrito parete – terreno = 8,33 °

Coefficiente di spinta attiva Ka = 0,38

Altezza muro = 155 cm

$$Pa = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot Ka = 8{,}67 \text{ kN/mq}$$

Momento Msd = 15,62 kNm

Si prevede a progetto un muro in calcestruzzo armato di spessore 25 cm, armato con staffe Φ 8 passo 20 cm

Il momento resistente della sezione è pari a:

Mrd = 17,97 kNm > 15,62 kNm **la sezione risulta VERIFICATA**

Carico agente sulla platea:

Platea = 96,26 mq x 0,30 x 2500 = 72195 kg

Muretti in c.a. = 17875 kg

Solaio in laterocemento = 290 kg/mq x 96,26 mq = 27916 kg

Massetto = 96,26 mq x 0,05 m x 2000 kg/mc = 9626 kg

Finitura = 96,26 mq x 40 kg/mq = 3850 kg

Carico accidentale = 300 kg/mq x 96,26 mq = 28878 kg

TOTALE CARICHI AGENTI = 160340 kg

La tensione agente sul terreno di posa vale:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{160340}{962600} = 0{,}166 \text{ kg/cmq}$$

Esistono due travi di irrigidimento in direzione x a massimo 2,86 m dal lembo e in direzione y a massimo 1,96 m dal lembo.
Si predimensiona la platea di spessore pari a 30 cm con travi sotto la muratura portante di 40 cm

$$\text{Mx} = 1660 \cdot \frac{1{,}96}{2} \cdot \frac{2{,}86^2}{13} = 1023{,}58 \text{ kgm}$$

$$r = \frac{26}{\sqrt{\frac{102358}{100}}} = 0{,}812$$ a cui corrisponde una tensione calcestruzzo con As=A's pari < 35 kg/cmq

$$\text{As} = 0{,}00063 \text{ x } 100 \text{ x } \sqrt{102358/100} = 2{,}01 \text{ cmq}$$

Si opta di armare con doppia rete Φ 8/20 cm (2,52 cmq) e travi di irrgidimento aventi larghezza 40 cm con 3+3 Φ 14 e staffe Φ8/25

<u>Verifica trave passaggio vasche antincendio:</u>

Luce travi = 100 cm

q = 3367 kg/m

Mrd = 420,87 kgm

Si prevede una sezione di 25 x 30 cm armata con 2+2 Φ 14 (3,07 cmq) e staffe Φ 8 passo 20 cm

L'area minima di armatura vale:

$$As = \frac{42087}{0{,}9 \cdot 2200 \cdot 26} = 0{,}817 \text{ cmq}$$ < armatura di progetto **la sezione risulta VERIFICATA**

6. Verifica portico esterno in acciaio

Area portico: 2,33 x 15,56 m = 36,25 mq

Analisi dei carichi agenti:

Grigliato in acciaio = 50 kg/mq

Carico accidentale = 400 kg/mq

Verifica orditura trasversale IPE 120 luce 203 cm

Carico massimo agente = 450 x 1,23 = 553,5 kg/m

Momento massimo agente = 285,11 kgm

Tensione agente sul profilato = 537,94 kg/cmq < 1400 **VERIFICATO**

Verifica travi di bordo HEA 140 luce 269 cm

Carico massimo agente = 450 x 2,03/2 = 456,75 kg/m

Momento massimo agente = 413,13 kgm

Tensione agente sul profilato = 266,53 kg/cmq < 1400 **VERIFICATO**

Si prevedono a progetto i seguenti elementi:

- grigliato in acciaio zincato a caldo antitacco maglia 15x76 mm, piatto portante 25x2 mm, posizionato a luce massima di 125 cm, su IPE 120 con numero 1 fermagliato per angolo e comunque certificato per un sovraccarico accidentale di 400 kg/mq
- collegamento con platea di fondazione a mezzo di piastre 300x300x10 mm, ancorate alla platea con numero 4 tasselli meccanici tipo Fisher FBN II M12 o similari
- controventi verticali ed orizzontali della struttura a mezzo di profili al ‘’L’’ a lati uguali 30x5 mm