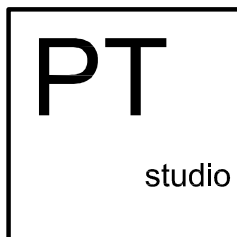


Committente: **COMUNE DI PIOSSASCO**  
Provincia di Torino



**Intervento** : *RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO DEL PALAZZO MUNICIPALE*  
*PROGETTO ESECUTIVO*

**Coordinamento generale e progetto architettonico:**



**Progetto Territorio**

Programmi complessi, progettazione urbanistica, progettazione architettonica

Sede legale via Dania 8 - 15076 Ovada - Alessandria -

Sedi operative :

15100 Alessandria - via Parma 20 tel. 0131.234221

15076 Ovada - P.zza XX settembre 53 tel. 0143.86389

e-mail [progettoterritorio@libero.it](mailto:progettoterritorio@libero.it)

**Progetto strutturale e coordinamento sicurezza:**

Ing. Gianfranco Patta, C.so Duca degli Abruzzi 27, Torino  
Tel. 011/59.05.51 Fax 011/568.39.58 e-mail [ingpatta@tin.it](mailto:ingpatta@tin.it)

**Progetto impiantistico:**

Ing. Uberto A. Forgia, Via Martiri della Libertà 127, San Mauro Torinese (TO)  
Tel. 011/822.61.95 Fax 011/822.43.67 e-mail [info@cadauta-engineering.it](mailto:info@cadauta-engineering.it)

Elaborato: PROGETTO STRUTTURALE:

RELAZIONE DI CALCOLO

n.

D-S01

Scala :

Data:

REV. 14 SETTEMBRE 2015

**Adeguamento progetto a seguito parere Soprintendenza**  
**10 marzo 2015 prot. 4617 cl. 34.16.08 / 790.9**

# VERIFICA DEGLI INTERVENTI LOCALI

## INDICE

<b>1. RELAZIONE TECNICA</b> .....	<b>2</b>
1.1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	2
1.2. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI LOCALI.....	3
1.3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	3
1.4. CRITERI DI ANALISI DELLA SICUREZZA.....	3
1.4.1. <i>Definizione e classificazione</i> .....	3
1.4.2. <i>Metodi di verifica</i> .....	4
1.5. MATERIALI.....	5
1.5.1. <i>Strutture esistenti</i> .....	5
1.5.1.1. Muratura.....	5
1.5.2. <i>Strutture in progetto</i> .....	5
1.5.2.1. Acciai.....	5
1.5.2.2. Conglomerato Cementizio.....	6
1.6. CONDIZIONI DEI CARICHI STATICI.....	7
1.7. ANALISI DEI CARICHI.....	7
1.7.1. <i>Pesi propri (<math>G_1</math>)</i> .....	7
1.7.2. <i>Carichi permanenti (<math>G_2</math>)</i> .....	7
1.7.3. <i>Carichi variabili (<math>Q_{ki}</math>)</i> .....	7
1.8. COMBINAZIONI DI CARICO.....	8
<b>2. VERIFICHE</b> .....	<b>9</b>
2.1. VERIFICA DELL'ARCHITRAVE.....	9
2.1.1. <i>Verifica allo stato limite ultimo: resistenza</i> .....	9
2.1.2. <i>Verifica allo stato limite di esercizio: deformazione</i> .....	10
2.1.3. <i>Verifica Per Carichi Concentrati Sulla Muratura</i> .....	10
2.2. VERIFICA DELLE TRAVI METALLICHE DEL SOLAIO MISTO.....	11
2.2.1. <i>Verifica allo stato limite ultimo: resistenza</i> .....	11
2.2.2. <i>Verifica allo stato limite di esercizio: deformazione</i> .....	12
2.2.3. <i>Verifica per carichi concentrati sulla muratura</i> .....	14
2.3. VERIFICA DELLA TRAVE IN CLS.....	15
<b>3. CONCLUSIONI</b> .....	<b>17</b>

## **1. RELAZIONE TECNICA**

### **1.1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA**

Oggetto della presente relazione di calcolo è la verifica degli interventi locali da eseguire all'interno del Palazzo Comunale di Piossasco.

Il fabbricato in esame, in origine sede di un convento e successivamente divenuto sede comunale, fu edificato nel XVII secolo. L'intero edificio fu oggetto di successivi rimaneggiamenti tra il 1800 e il 1900; questo si evince dal fatto che la struttura portante è costituita da tipologie eterogenee.

Il complesso ha struttura a corte aperta su Piazza Tenente Nicola e, in particolare, la parte interessata dagli interventi si affaccia anche su Piazza Partigiani.

Il corpo del fabbricato in esame e oggetto di lavoro è costituito da due piani fuori terra, il sottotetto e la copertura, e copre una superficie di mq 400 circa.

La struttura portante verticale è costituita da murature di pietre e mattoni. I soffitti dei locali del piano primo, oggetto dello studio e delle attività di risanamento, insieme alle volte a copertura del piano terreno, non sono assimilabili ad un'unica tipologia di struttura. Si è rilevato, infatti, che parte di essi sono a volta in mattoni (vela, botte, crociera) e alcuni sono costituiti da ossatura lignea. In alcuni casi è possibile vedere direttamente la struttura portante intonacata, in altri casi sono stati realizzati dei controsoffitti, o piani, o essi stessi a volta.

Al sottotetto è possibile accedere solamente tramite una botola nel solaio. La pavimentazione è rustica e non regolare, in quanto segue l'andamento delle volte. L'accesso è consentito solo per manutenzioni alle strutture, alla copertura, o alle tubature qui passanti.

La copertura è a doppia falda, asimmetrica. Essa è costituita da travi, longheroni e listelli in legno, completata da coppi in laterizio.

La parte di fabbricato, oggetto di studio, presentano lesioni più o meno importanti. Le strutture interessate sono in particolar modo le volte e i solai piani lignei. Nelle volte le fessure si concentrano principalmente in corrispondenza dei punti di innesto della volta stessa, mentre nei solai sono riscontrabili maggiormente lungo l'asse dei travetti in legno. E' possibile notare come in alcuni punti le fessure dalla copertura si propaghino anche nelle murature, sia portanti che divisorie tra i locali.

## 1.2. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI LOCALI

Gli interventi strutturali locali, oggetto di verifica, consistono in:

- Realizzazione di apertura nella muratura esistente con inserimento di architravi metalliche costituite da doppio profilo metallico HEB 160;
- Realizzazione, a livello di sottotetto, di nuovo solaio in lamiera grecata e getto integrativo di cemento, sostenuto da una orditura di travi metalliche HEA 140;
- Trave in cemento armato a sostegno di un puntone del tetto esistente.

## 1.3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

L'analisi della struttura in oggetto e' stata fatta utilizzando i metodi usuali della Scienza delle Costruzioni ed in conformita' alle normative e leggi vigenti:

- DM 14 Gennaio 2008
- Circolare 2 Febbraio 2009, n.617
- UNI ENV 1992-1-1 : “Calcestruzzo – Prestazioni, produzione, getto e criteri di conformità”.
- UNI EN 206-1 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità per prescrivere il calcestruzzo;
- la UNI EN 13670-1 Esecuzione di strutture di calcestruzzo – Requisiti comuni.
- UNI EN 1992-1-1 : Progettazione delle strutture in calcestruzzo;
- UNI EN 1993-1-1 : Progettazione delle strutture in acciaio;

## 1.4. CRITERI DI ANALISI DELLA SICUREZZA

### 1.4.1. Definizione e classificazione

Con riferimento alle normative precedentemente citate, le strutture in oggetto sono progettate secondo il metodo degli *Stati Limite*:

#### a. Stati limite ultimi

Gli stati limite ultimi sono quelli associati al collasso o ad altre forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone. Le situazioni che precedono il

collasso sono trattate anch'esse come stati limite ultimi. Gli stati limite ultimi per cui è richiesta la verifica riguardano:

- la perdita di equilibrio della struttura o di una parte di essa, considerata come corpo rigido;
- il dissesto per deformazione eccessiva, rottura o perdita di stabilità della struttura o di una parte di essa, compresi i vincoli e le fondazioni.

b. Stati limite di esercizio

Gli stati limite di esercizio corrispondono a stati al di là dei quali non risultano più soddisfatti i requisiti di uso richiesti. Gli stati limite di esercizio per cui è richiesta la verifica riguardano:

- le deformazioni o inflessioni che nuocciono all'aspetto o modificano la possibilità d'uso della struttura (inclusi i malfunzionamenti di apparecchiature e impianti) o danneggiano le finiture o gli elementi non strutturali;
- la fessurazione del calcestruzzo se può influire negativamente sull'aspetto, sulla durabilità o sulla impermeabilità all'acqua dell'opera;
- il danneggiamento del calcestruzzo in presenza di compressione eccessiva, che può portare a perdita di durabilità;
- le vibrazioni se possono causare disturbo agli occupanti, danno all'edificio o ai beni in esso contenuti o limitarne l'idoneità all'uso.

#### **1.4.2. Metodi di verifica**

Una struttura deve essere verificata per tutti gli stati limite considerati significativi, sia ultimi che di esercizio. Le verifiche agli stati limite di esercizio vengono effettuate utilizzando modelli che ipotizzano il comportamento elastico dei materiali, modificato per tener conto della fessurazione del calcestruzzo (sezione parzializzata omogeneizzata). Il progetto/verifica agli stati limite ultimi si basa su modelli plastici. Per tutti gli stati limite occorre preliminarmente cumulare le azioni permanenti (peso proprio e carichi permanentemente portati) e variabili (carichi di esercizio, vento, neve) mediante idonee "combinazioni di carico" e disporre i carichi variabili sulla struttura in modo da "massimizzare" l'effetto sfavorevole considerato.

## 1.5. MATERIALI

### 1.5.1. Strutture esistenti

#### 1.5.1.1. Muratura

- Muratura in mattoni pieni e malta di calce

-	livello di conoscenza	LC1	
-	resistenza a compressione media	$f_m = 2,40$	$\text{N/mm}^2$
-	resistenza a taglio media	$\tau_0 = 0,60$	$\text{N/mm}^2$
-	modulo di elasticità normale	$E = 1500$	$\text{N/mm}^2$
-	modulo di elasticità tangenziale	$G = 500$	$\text{N/mm}^2$
-	peso specifico	$w = 18.00$	$\text{kN/m}^3$
-	coefficienti correttivi dei parametri meccanici per :		
	○ malta di buone caratteristiche:	1,5	
	○ giunti sottili (< 10 mm)	1,5	
	○ presenza di elementi di collegamento trasversale	1,3	
-	resistenza a compressione media “corretta”	$f_m = 7,00$	$\text{N/mm}^2$
-	resistenza a taglio media “corretta”	$\tau_0 = 0,88$	$\text{N/mm}^2$
-	fattore di confidenza	$FC = 1,35$	
-	coefficiente parziale di sicurezza (classe di esecuzione 2, categoria II)		
		$\gamma_M = 3$	
-	resistenza di progetto a compressione ( $f_k / \gamma_M FC$ )	$f_d = 1,73$	$\text{N/mm}^2$

### 1.5.2. Strutture in progetto

#### 1.5.2.1. Acciai

- Acciaio per cemento armato tipo B450C controllato in stabilimento

-	resistenza a trazione caratteristica	$f_{tk} = 540$	$\text{N/mm}^2$
-	tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} = 450$	$\text{N/mm}^2$
-	modulo elastico medio	$E_{sm} = 200$	$\text{kN/mm}^2$
-	fattore di sicurezza parziale	$\gamma_s = 1.15$	
-	tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} = 391$	$\text{N/mm}^2$
-	deformazione di snervamento di calcolo	$\epsilon_{syd} = 1.87$	%

- Acciaio per carpenteria metallica tipo S275JR controllato in stabilimento con
  - tensione di rottura caratteristica  $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$
  - tensione di snervamento caratteristica  $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
  - modulo elastico medio  $E_{sm} = 210 \text{ kN/mm}^2$
  - Bulloneria:

Viti: Classe 8.8

- tensione di rottura caratteristica  $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$
- tensione di snervamento caratteristica  $f_{yb} = 649 \text{ N/mm}^2$

### 1.5.2.2. Conglomerato Cementizio

- Conglomerato a prestazione classe C25/30, classe di esposizione XC1, con:
  - resistenza a compressione cubica caratteristica  $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
  - resistenza a compressione cilindrica caratteristica  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
  - resistenza a trazione media  $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
  - modulo elastico secante medio  $E_{cm} = 29 \text{ kN/mm}^2$
  - fattore di sicurezza parziale  $\gamma_c = 1.6$
  - resistenza a compressione cilindrica di calcolo  $f_{cd} = 15.6 \text{ N/mm}^2$
  - tensione tangenziale di calcolo  $\tau_{Rd} = 0.28 \text{ N/mm}^2$

## 1.6. CONDIZIONI DEI CARICHI STATICI

	TIPO	CATEGORIA NTC '08	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
1	Pesi Propri	$G_1$			
2	Permanenti	$G_2$			
3	Esercizio Uffici	B2:Uffici aperti al pubblico	0,7	0,7	0,6
4	Manutenzione sottotetto	H1:Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
5	Neve	Neve (<1000m slm)	0,5	0,2	0,0

## 1.7. ANALISI DEI CARICHI

In accordo con le sopracitate normative, sono state considerate nei calcoli le seguenti azioni:

- pesi propri strutturali
- carichi permanenti portati dalla struttura
- carichi variabili.

Le condizioni ed i casi di carico prese in conto nei calcoli sono specificate nella stampa dei dati di input.

### 1.7.1. Pesi propri ( $G_1$ )

- Peso proprio elementi in c.a. 25.00  $kN/m^3$
- Peso proprio elementi in acciaio 78.00  $kN/m^3$
- Peso proprio elementi in muratura 18.00  $kN/m^3$
- Lamiera grecata con getto in cls 2.70  $kN/m^2$

### 1.7.2. Carichi permanenti ( $G_2$ )

- Tetto in legno 1.20  $kN/m^2$
- Pavimento su volte 4.00  $kN/m^2$

### 1.7.3. Carichi variabili ( $Q_{ki}$ )

- Esercizio uffici aperti al pubblico Cat. B2 3.00  $kN/m^2$
- Manutenzione sottotetto Cat. H1 0.50  $kN/m^2$
- Neve 1.30  $kN/m^2$



- Zona 0
- Altitudine 304 m
- Periodo di ritorno 50 anni
- qsk (carico neve al suolo) 1.63 kN/m<sup>2</sup>

Inclinazione falda	$\mu$	$q_s$ kN/m <sup>2</sup>
19°	0.8	1.30

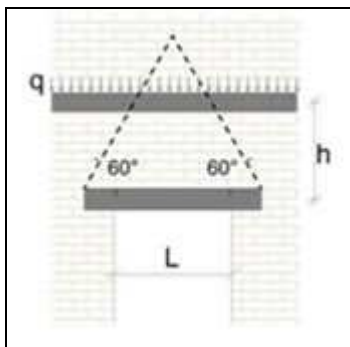
### 1.8. COMBINAZIONI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU UFFICI	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
2	Rara Uffici	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
3	Rara (VAR Uffici)	Rara	somma	3	1.000	+		
4	SLU MANUTENZIONE	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				4	1.500	+		
5	Rara Manutenzione	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				4	1.000	+		
6	Rara (VAR Manut)	Rara	somma	4	1.000	+		
7	SLU NEVE	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				5	1.500	+		
8	Rara Neve	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				5	1.000	+		
9	Rara (VAR Neve)	Rara	somma	5	1.000	+		

## 2. VERIFICHE

Le verifiche vengono svolte agli stati limite.

### 2.1. VERIFICA DELL'ARCHITRAVE



#### 2.1.1. Verifica allo stato limite ultimo: resistenza

##### Geometria

Lunghezza netta	$L$	=	2800	mm
Luce solaio che scarica su architrave	$z$	=	1875	mm
Spessore muratura su architrave	$t$	=	800	mm
Distanza del solaio sovrastante	$h$	=	300	mm
Lunghezza striscia di solaio intercettata	$L'$	=	2600	mm

##### Carichi e sollecitazioni

Carichi permanenti strutturali	$G_{k0}$	=	1.80	$\text{kN/m}^2$
Carichi permanenti non strutturali	$G_{k1}$	=	4.00	$\text{kN/m}^2$
Carichi variabili	$Q_{k1}$	=	3.00	$\text{kN/m}^2$

Sollecitazioni per caso SLU:

- Momento flettente	$M_{Sd,y}$	=	<b>57.88</b>	kNm
- Taglio verticale	$V_{Sd,z}$	=	<b>67.07</b>	kNm

su ciascun profilo:

- Momento flettente	$M_{Sd,y}$	=	<b>28.94</b>	kNm
- Taglio verticale	$V_{Sd,z}$	=	<b>33.53</b>	kNm

##### Caratteristiche profilo

Materiali	acciaio	S275 JR
Coefficiente	$\gamma_{M0}$	= 1.05
Profilo	2 HEB 160	

Classe	1		
Area	A	=	5430 mm <sup>2</sup>
Modulo di resistenza plastico	W <sub>pl,y</sub>	=	354·10 <sup>3</sup> mm <sup>3</sup>

### Verifica a Flessione

Si verifica che:

Momento resistente	M <sub>pl,y,Rd</sub>	≥	M <sub>Sd</sub>
Momento resistente	M <sub>pl,y,Rd</sub> = W <sub>pl,y</sub> f <sub>yk</sub> / γ <sub>M0</sub>	=	<b>92.71</b> kNm ✓

### Verifica a Taglio

Si verifica che:

Taglio resistente	V <sub>pl,y,Rd</sub>	≥	V <sub>Sd</sub>
Taglio resistente	V <sub>pl,y,Rd</sub> = A <sub>Vy</sub> f <sub>yk</sub> / ( √3 γ <sub>M0</sub> )	=	<b>265.98</b> kNm ✓
Con una percentuale di lavoro a Taglio	μ	≤	0.50

### **2.1.2. Verifica allo stato limite di esercizio: deformazione**

freccia limite	f <sub>max</sub> = L / 500	=	5.88 mm
freccia calcolata in combinazione "RARA"	f	=	<b>3.71</b> mm ✓

### **2.1.3. Verifica Per Carichi Concentrati Sulla Muratura**

Viene svolta la verifica nei confronti del carico concentrato trasmesso da ciascuno dei 2 profili costituenti l'architrave sulla muratura portante.

- Carico di progetto	N <sub>dc</sub>	=	33.53 kN
- Altezza dell'appoggio dal piede del muro	h	=	3.00 m
- Larghezza appoggio	a	=	160 mm
- Profondità appoggio	b	=	250 mm
- Area impronta di carico singolo profilo	A <sub>c</sub>	=	40 000 mm <sup>2</sup>
- Coefficiente di amplificazione	β <sub>c</sub>	=	1.00
- Resistenza di progetto a compressione	f <sub>d</sub>	=	1.73 N/mm <sup>2</sup>
- Resistenza di progetto	N <sub>Rdc</sub> = β <sub>c</sub> A <sub>c</sub> f <sub>d</sub>	=	69.33 kN
- Verifica di resistenza	N <sub>dc</sub> / N <sub>Rdc</sub>	≤	1
			0.49 ✓

## 2.2. VERIFICA DELLE TRAVI METALLICHE DEL SOLAIO MISTO

### 2.2.1. Verifica allo stato limite ultimo: resistenza

Viene svolta la verifica di resistenza, considerando il caso di carico n.4: “SLU MANUTENZIONE”.

#### PROFILO

		HEA 140
Classificazione per flessione	classe	1
Lunghezza netta	$L_n$ =	5000 mm
Lunghezza di calcolo	$L_c$ =	5250 mm
Interasse	$i$ =	950 mm

#### CARICHI E SOLLECITAZIONI

Carichi permanenti strutturali	$G_{k0}$ =	2.70 kN/m <sup>2</sup>
Carichi permanenti non strutturali	$G_{k1}$ =	0.00 kN/m <sup>2</sup>
Carichi variabili	$Q_{k1}$ =	0.50 kN/m <sup>2</sup>

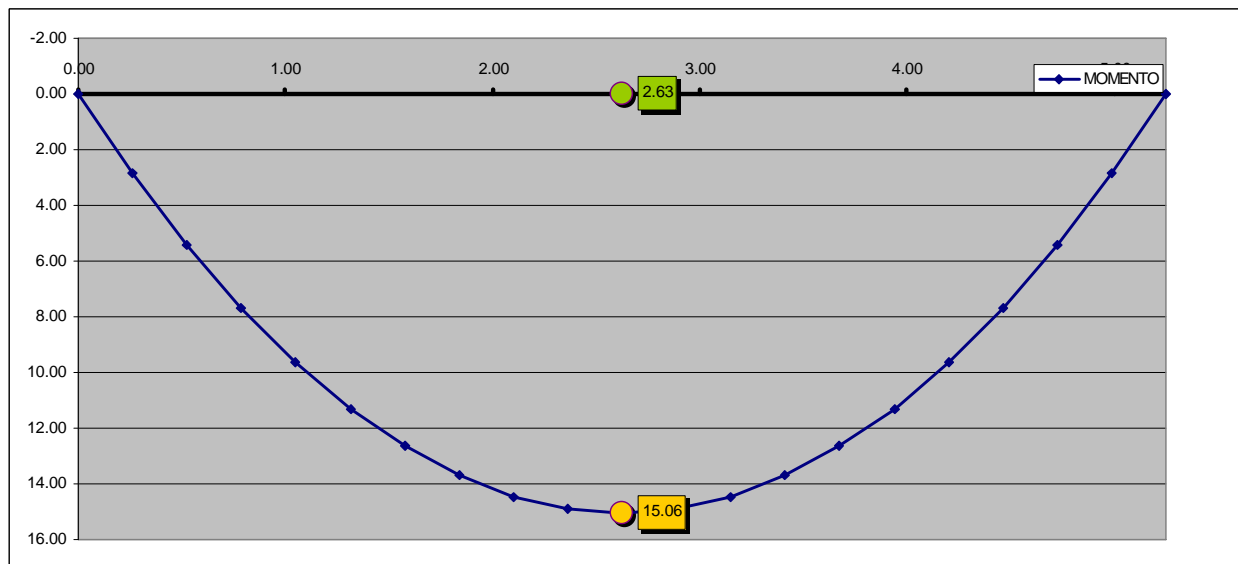


Figura 1: Diagramma di Momento

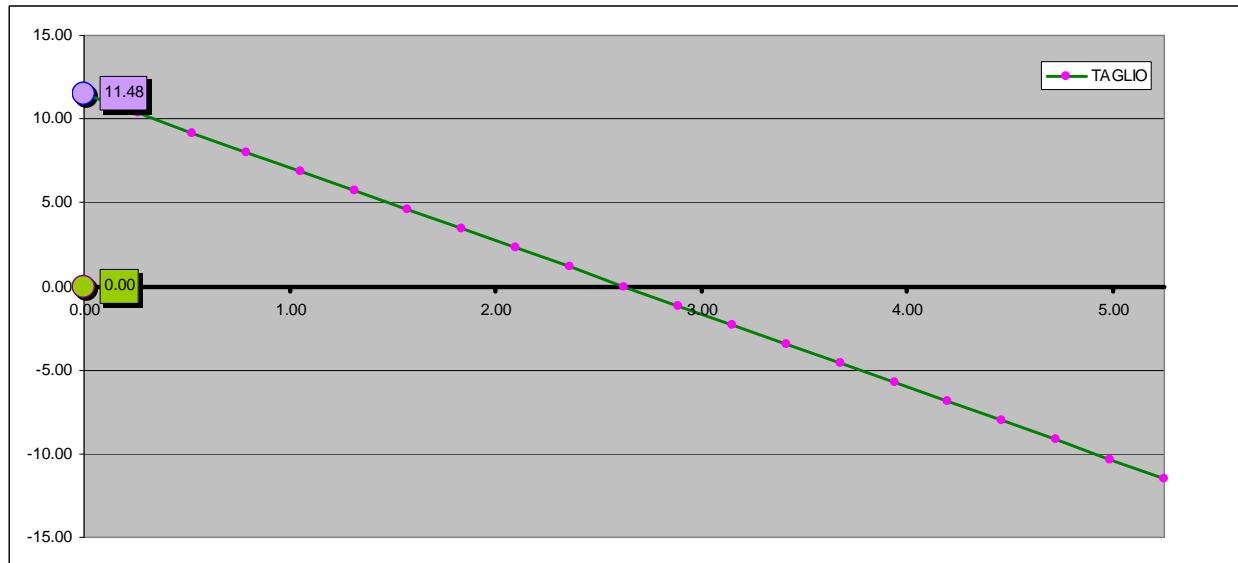


Figura 2 - Diagramma di Taglio

VERIFICHE

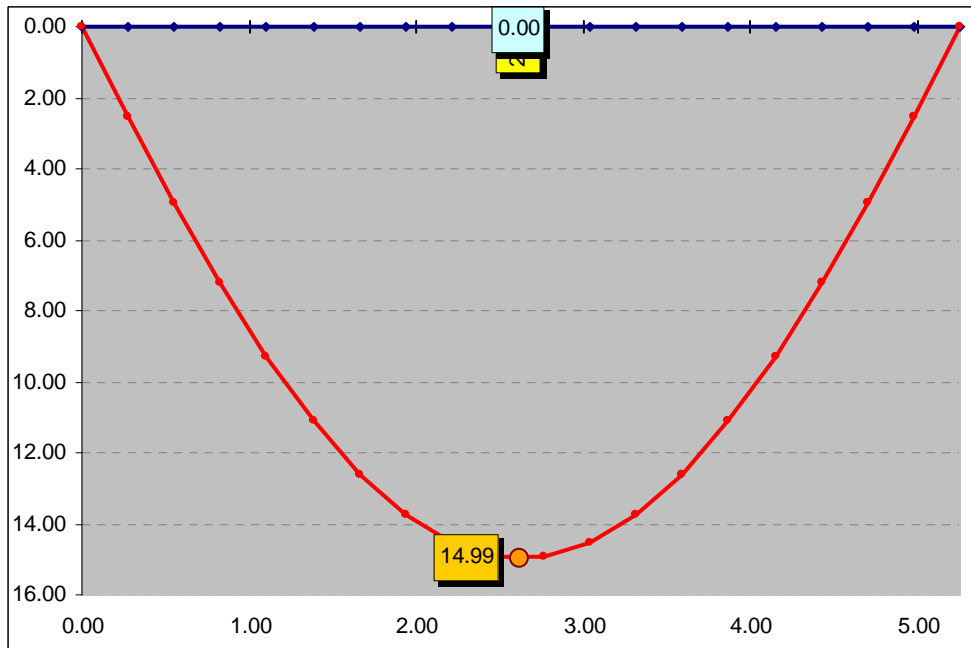
Momento flettente di calcolo	$M_{Sd} =$	15.06	<i>kNm</i>
Taglio di calcolo	$V_{Sd} =$	11.48	<i>kN</i>
Momento resistente	$M_{pl,Rd} =$	45.44	<i>kNm</i>
Verifica a flessione	$M_{Sd} / M_{Rd} \leq 1$	0.33	✓
Taglio resistente	$V_{pl,Rd} =$	153.03	<i>kN</i>
Verifica a taglio	$V_{Sd} / V_{Rd} \leq 1$	0.07	✓
Non è richiesta verifica M, T dato che $\rightarrow$	$V_{Sd} < 50\% V_{Rd} =$	76.51	<i>kN</i>

**2.2.2. Verifica allo stato limite di esercizio: deformazione**

Le verifiche vengono condotte per i casi di carico denominati “Rara” e “Rara (VAR)”. Si verifica che la deformazione massima sia limitata a:

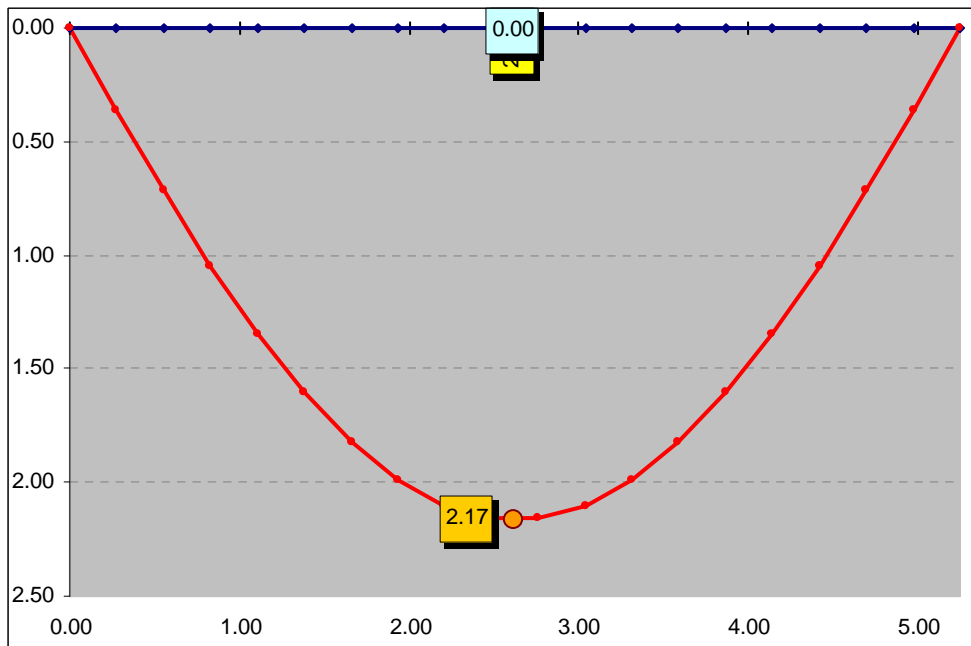
$$L / 250 = 5000/250 = 20 \text{ mm} \quad \text{per carichi permanenti e variabili} \quad \rightarrow \text{Rara}$$

$$L / 300 = 5000/300 = 16 \text{ mm} \quad \text{per soli carichi variabili} \quad \rightarrow \text{Rara (VAR)}$$



**Figura 3 - Mappa deformazioni (Rara) : def max = 15mm**

La deformazione massima per carichi permanenti e variabili è 15mm < 20 mm



**Figura 4 - Mappa deformazioni (Rara VAR) : def max = 2.17mm**

La deformazione massima per carichi variabili è 2.17mm < 16 mm

### 2.2.3. Verifica per carichi concentrati sulla muratura

Viene svolta la verifica nei confronti del carico concentrato trasmesso dalla trave HEA 140 sulla muratura portante.

- Carico di progetto	$N_{dc} =$	11.48	$kN$
- Larghezza appoggio	$a =$	133	$mm$
- Profondità appoggio	$b =$	250	$mm$
- Area impronta di carico	$A_c =$	33 250	$mm^2$
- Distanza minima fra l'estremo dell'appoggio e il termine della parete			
	$a_1 =$	0	$mm$
- Spessore del muro	$t =$	700	$mm$
- Lunghezza efficace dell'appoggio	$l_{ef} =$	1000	$mm$
- Area efficace dell'appoggio	$A_{eff} =$	minimo tra:	
	$t * l_{ef} =$	699 318	$mm^2$
	$2,2 A_c =$	73 150	$mm^2$
	$A_{eff} =$	73 150	$mm^2$
- Coefficiente di amplificazione	$\beta_c =$	1.00	
- Resistenza di progetto a compressione	$f_d =$	1.73	$N/mm^2$
- Resistenza di progetto	$N_{Rdc} =$	57.47	$kN$
- Verifica di resistenza	$N_{dc} / N_{Rdc} \leq 1$	0.58	✓

### 2.3. VERIFICA DELLA TRAVE IN CLS

Si verifica la trave in c.a. realizzata a livello del sottotetto, deputata al sostegno di un puntone della struttura di copertura del tetto, attraverso la presenza di un pilastro in muratura posta a metà della sua lunghezza. Il carico concentrato agente è riferito ad una porzione di tetto di circa  $12\text{m}^2$ . La verifica di resistenza viene svolta considerando il caso di carico n.7: “SLU NEVE”.

#### TRAVE

Base		<b>B</b>	=	400	mm
Altezza		<b>H</b>	=	430	mm
Copriferro		<b>c</b>	=	30	mm
Armatura inferiore	4 $\Phi$ 16	<b>A<sub>f,inf</sub></b>	=	804	mm <sup>2</sup>
Armatura superiore	4 $\Phi$ 16	<b>A<sub>f,sup</sub></b>	=	804	mm <sup>2</sup>
Staffe	$\Phi$ 8/10	<b>A<sub>st/s</sub></b>	=	0.67	mm <sup>2</sup> /mm
Lunghezza di calcolo		<b>L<sub>c</sub></b>	=	6000	mm

#### CARICHI E SOLLECITAZIONI

Area di influenza		<b>A</b>	=	12.00	m <sup>2</sup>
Peso proprio trave		<b>G<sub>k0</sub></b>	=	4.30	kN/m
Peso della copertura		<b>G<sub>k1</sub></b>	=	1.20	kN/m <sup>2</sup>
risultante		<b>P<sub>Gk1</sub></b>	=	14.40	kN
Carico neve		<b>Q<sub>k1</sub></b>	=	1.30	kN/m <sup>2</sup>
risultante		<b>P<sub>Qk1</sub></b>	=	15.60	kN
Posizione carico concentrato		<b>x</b>	=	3000	mm



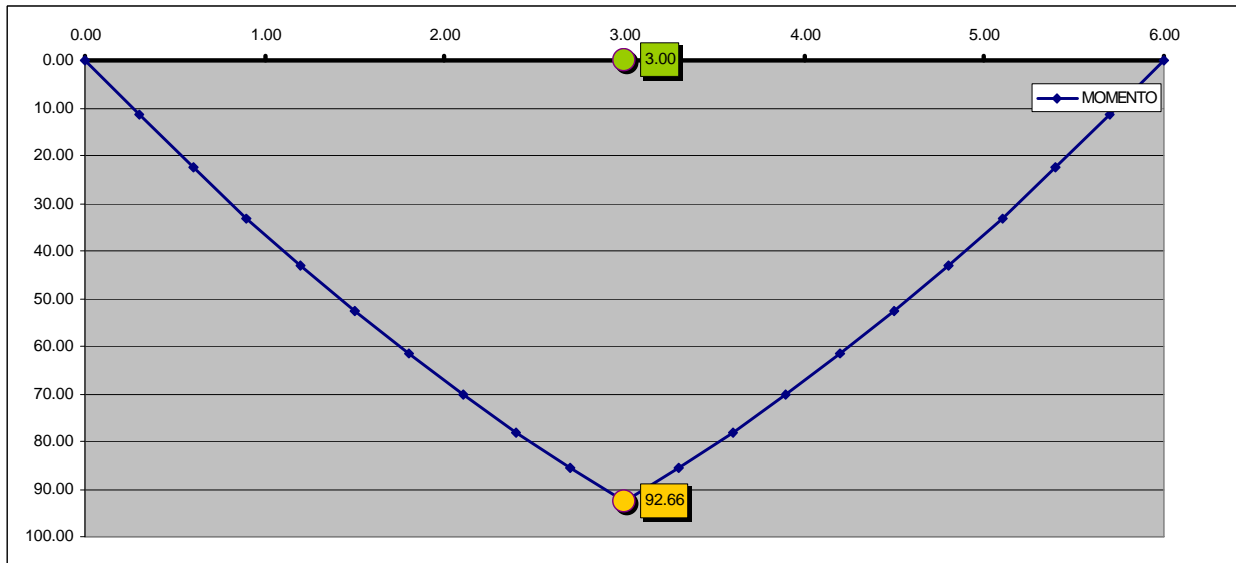


Figura 5: Diagramma di Momento

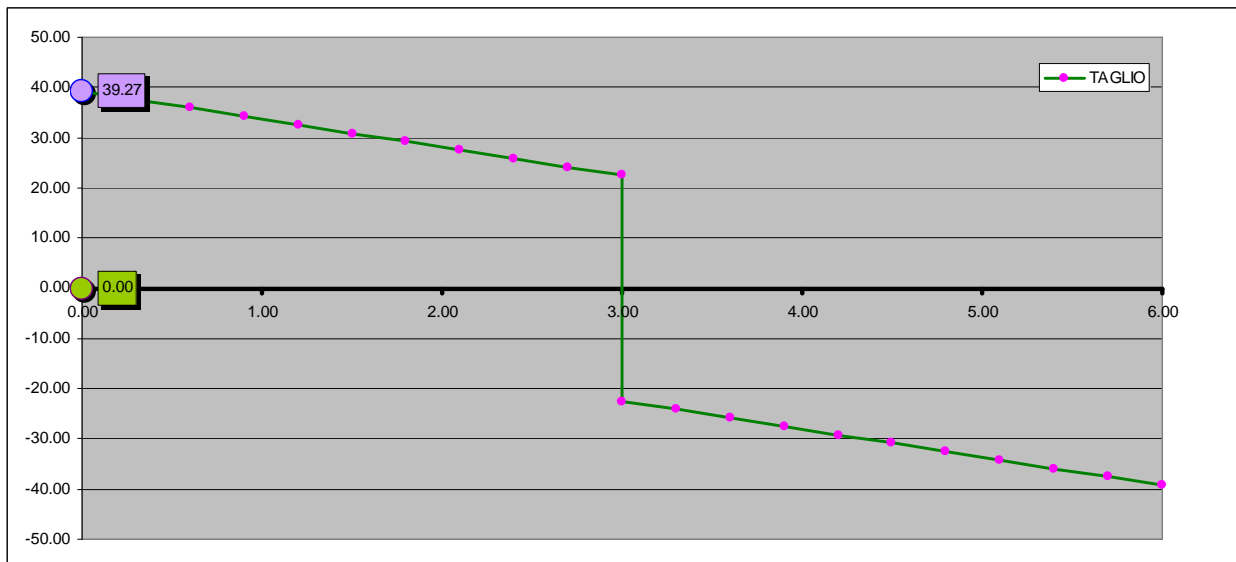


Figura 6 - Diagramma di Taglio

VERIFICHE

Momento flettente di calcolo	$M_{Sd} =$	92.66	<i>kNm</i>
Momento resistente	$M_{Rd} =$	118.89	<i>kNm</i>
Verifica a flessione	$M_{Sd} / M_{Rd} \leq 1$	0.78	✓
Taglio di calcolo	$V_{Sd} =$	39.27	<i>kN</i>
Taglio resistente senza armatura trasversale	$V_{Rd,c} =$	76.10	<i>kN</i>
Taglio resistente con armatura trasversale	$V_{Rd,c} =$	351.88	<i>kN</i>
Verifica a taglio	$V_{Sd} / V_{Rd} \leq 1$	0.26	✓

### **3. CONCLUSIONI**

In base ai calcoli sopra riportati si può concludere che la struttura in oggetto risulta verificata.

3 giugno 2015