



PROVINCIA DI FERMO

SERVIZIO EDILIZIA SCOLASTICA E PATRIMONIO EDILIZIO



Piano PP. 2014

FERMO - PALAZZO SACCONI

**LAVORI DI COMPLETAMENTO INTERNO
E SISTEMAZIONE PALAZZO SACCONI
PALAZZO SACCONI
PER SEDE LICEO PEDAGOGICO**

PROGETTO ESECUTIVO

IMPORTO COMPLESSIVO DEL PROGETTO Euro 583.735

ELABORATO

N°ELABORATO

09

**RELAZIONE DI CALCOLO
RIFACIMENTO COPERTURA IN LEGNO**

PROGETTISTI

Geom. Sandro VALLASCIANI
Arch. Gino MICOZZI
Arch. Maria Rita SPAZIANI
Geom. Andrea CICCOLINI
Ing. Roberto LAIOLLO

data:

rev. maggio 2014

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
DIRIGENTE ING. STEFANO BABINI

Palazzo SACCONI
FERMO largo Cavallotti
Rifacimento copertura in legno

RELAZIONE DI CALCOLO
RELAZIONE QUALITA' MATERIALI

INDICE:

Norme di calcolo.....	pag 2
Materiali	pag 3
Relazione descrittiva	pag 6
Carichi	pag 7
Verifica arcarecci	pag 8
Verifica capriate	pag 9
Controventatura di piano	pag 13

Il progettista:

Il direttore
lavori:

NORME DI CALCOLO

* DM 14/01/2008 Ministero delle Infrastrutture - nuove 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

* Istruzioni CNR DT206 2007 - Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno

* UNI 11035-2 2003 - Legno strutturale Classificazione a vista dei legnami secondo la resistenza meccanica

RELAZIONE QUALITA' MATERIALI

TRAVI IN LEGNO DI CONIFERA

CLASSE C28/S2 secondo EN 11035 - 2003

MATERIALI PER LE STRUTTURE DI COLLEGAMENTO IN ACCIAIO:

Lamiere : Acciaio S235B (ex fe 360 b) secondo UNI EN 10025

Bulloni : classe 8.8 UNI 3740

Controventi in tondo filettato : Acciaio **S355 B** secondo UNI EN 10025 (ex Fe 510 B)

MATERIALI PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO (CORDOLI):

Calcestruzzo classe minima **C20/25** UNI EN 206-1 / UNI 11104
(equivalente ex rck 250 kg/cmq)

Ferri ad aderenza migliorata B450C secondo UNI EN 10080
(ex Fe b 44 k)

Il progettista:

Il direttore
lavori:

PRINCIPALI TENSIONI DI CONFRONTO AGLI STATI LIMITE ULTIMI PER I MATERIALI UTILIZZATI

MATERIALE BASE LEGNO DI CONIFERA

CLASSE C28/S2 secondo UNI EN 11035

Trazione parallela a fibre	$0,7f_{t,0,k}/\gamma_M$	8 MPa 81 Kg/cmq
Compressione parallela a fibre	$0,7f_{c,0,k}/\gamma_M$	10 MPa 104 Kg/cmq
Flessione	$0,7f_{m,0,k}/\gamma_M$	13 MPa 133 Kg/cmq
Compressione perpendic. a fibre	$0,7f_{c,90,k}/\gamma_M$	0,98 MPa 9,8 Kg/cmq
Taglio parallelo a fibre	$0,7f_{v,0,k}/\gamma_M$	1,35 MPa 13,7 Kg/cmq

Collegamenti in acciaio : S235 (ex Fe 360 B)

snervamento	235	N/mm ²
rottura	360	N/mm ²

Trazione, Compressione e Flessione (senza instabilità)	f_{yk}/γ_{M0}	224 N/mm ² 2280 Kg/cm ²
Trazione in sezioni forate	$0.9f_{yk}/\gamma_{M2}$	259 N/mm ² 2640 Kg/cm ²
Taglio	$f_{yk}/\sqrt{3}\gamma_{M0}$	129 N/mm ² 1316 Kg/cm ²
Pressione di rifollamento per passo 3D pinza 1,5D	$1.15f_{tk}/\gamma_{M2}$	300 N/mm ² 3060 Kg/cm ²
Pressione di rifollamento per passo 3D pinza 2D	$1.33f_{tk}/\gamma_{M2}$	401 N/mm ² 4087 Kg/cm ²

Tondi filettati per controventi**Materiale S355 (ex Fe 510 B)**

snervamento	355	N/mm ²
rottura	510	N/mm ²

Trazione, Compressione e Flessione

(senza instabilità)

 f_{yk} / γ_{M0} 338 N/mm²3447 Kg/cm²**Bulloni**

:

classe**8.8**

snervamento	640	N/mm ²
rottura	800	N/mm ²

Taglio gambo

 $0,6 f_{tb} / \gamma_{M2}$ 384 N/mm²3914 Kg/cm²

Trazione (sez filettata)

 $0,9 f_{tb} / \gamma_{M2}$ 576 N/mm²5871 Kg/cm²**Calcestruzzo**

:

classe **C20/25**(ex Rck 250 kg/cm²)

Compressione

 $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$ 11.3 N/mm²115 Kg/cm²

Taglio

 $V_{rzd} = \alpha_c \times f'_{cd} \times 1/2 =$ 2.8 N/mm²28 Kg/cm²**Ferri per c.a.**

:

B450C

(ex Fe b 44 k)

trazione

 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$ 391 N/mm²3990 Kg/cm²

RELAZIONE GENERALE

Si tratta di un intervento locale di sostituzione degli elementi strutturali della struttura di copertura di uno dei due corpi del palazzo Sacconi fronte via Perpentì. Tale struttura , costituita da capriate e arcarecci in legno , pianelle di cotto e coppi presenta uno stato di grave fatiscenza , dovuto in parte a degrado degli elementi lignei causa umidità di infiltrazione e in parte anche a sottodimensionamento degli elementi stessi che ha causato notevoli incurvature sia degli arcarecci sia delle travi puntone delle capriate. In molte capriate i puntoni sono privi di contraffissi rompitratta nonostante che la luce e la sezione del puntone siano tali da richiederlo.

Nel presente progetto si prevede inoltre la sostituzione del manto in pianelle di mattoni con un tavolato di legno di abete maschiato per ottenere oltre a una diminuzione dei pesi anche una migliore applicazione dell'isolamento termico attualmente mancante.

CARICHI

Peso tegole	50 Kg/mq
tavolato + guaine + isolamenti.....	30 kg/mq
Peso proprio strutture in legno	700 Kg/mc
Sovraccarico copertura.....	120 Kg/mq

CARICO DELLA NEVE (paragrafo 3.4.2 NTC 2008)

CARICO DELLA NEVE (paragrafo 3.4.2)

ZONA GEOGRAFICA II

ALTEZZA m 319 sul livello del mare

CARICO NEVE RISULTANTE $q_{sk} = 120 \text{ kg/mq}$

VERIFICA ARcarecci

PESO PROPRIO ARcarecci :10 Kg/mq
Peso tegole 50 Kg/mq
tavolato + guaine + isolamenti..... 40 kg/mq
Sovraccarico copertura.....120 Kg/mq

TOTALE 220 kg/mq

LUCE: 2.7 m massimo
INTERASSE massimo : 1 m
 $Q = 220 \times 1 = 220 \text{ kg/m}$

per brevità si assume coefficiente parziale 1,5 per tutti i carichi ,permanente e accidentale (combinazione inviluppo)
 $M_{max} = 1.5 \times 220 \times 2.7^2 / 8 = 300 \text{ kgm}$
ARcarecci BxH = 10x15 cm
 $w = 375 \text{ cm}^3$

resistenza di calcolo a flessione = $375 \times 133 =$
 $= 498 \text{ kgm} > 300$

Tavolato

LUCE: 1.2 m massimo
 $Q = 210 \text{ kg/m}^2$
coefficiente parziale 1,5 (combinazione inviluppo)
 $M_{max} = 1.5 \times 210 \times 1.2^2 / 8 = 57 \text{ kgm/m}$

Tavole sp 2,5 cm
 $w = 104 \text{ cm}^3/\text{m}$
resistenza di calcolo a flessione = $104 \times 133 =$
 $= 138 \text{ kgm} > 57$

VERIFICA CAPRIATE

PESO PROPRIO ARCARECCI :10 Kg/mq
Peso tegole 50 Kg/mq
tavolato sp3cm + guaine ardesiate 40 kg/mq
Sovraccarico copertura.....120 Kg/mq
PESO PROPRIO CAPRIATE50 Kg/mq

TOTALE 270 kg/mq

Capriata standard

LUCE TRAVI : 12 m
interasse 2.7 m
CARICO CAPRIATE : $270 \times 2.7\text{m} = 730 \text{ Kg/m}$

per brevità si assume coefficiente parziale 1,5 per tutti i carichi ,permanente e accidentale (combinazione inviluppo)

$$M_{\max} = 1.5 \times 730 \times 12^2 / 8 = 19710 \text{ kgm}$$

altezza in mezzeria min 2,3 m
 $N \text{ tirante inferiore} = 19710 / 2.3 = 8570 \text{ kg}$
 $N \text{ travi superiori} = 8570 / \cos 19.5^\circ = 9090 \text{ kg}$
travi superiori con puntone a L/3
 $M \text{ travi superiori} = 1.5 \times 730 \times 4^2 / 10 = 1752 \text{ kgm}$

Trave superiore (puntone) 18x24 cm

$$A = 432 \text{ cmq}$$

$$w = 1728 \text{ cmc}$$

$$i = 24 / \sqrt{12} = 6.9 \text{ cm}$$

$$\lambda = 400 / 6.9 = 58$$

$$K_{\text{crit},c} = 0.649$$

$$N = 9090 \text{ kg}$$

$$M = 1752 \text{ kgm}$$

$$\sigma_c / f_c = (9090 / 432) / (0.649 \times 104) = 0.312$$

$$\sigma_m / f_m = (175200 / 1728) / (133) = 0.762$$

$$0.312^2 + 0.762 = 0.769 < 1 \text{ ok}$$

Tirante inferiore (catena) 18x20 cm
area lorda = 360 cmq
smusso = $1/3 = 18 \times 6.5 \text{ cm} = 117 \text{ cmq}$
area al netto dello smusso = 243 cmq
N tirante inferiore = 8570 kg
resistenza di calcolo a trazione = $243 \times 81 =$
 $=19683 \text{ kg} > 8570$

Compressione sullo smusso = 9090 kg
resistenza di calcolo a compressione = $117 \times 104 =$
 $=12168 \text{ kg} > 9090$

Taglio sulla sezione orizzontale oltre lo smusso = 8570 kg
Sezione orizzontale 18x50 cm = 900 cmq
resistenza di calcolo a taglio = $13.7 \times 900 =$
 $=10233 \text{ kg} > 8570$

Monaco e saette 18x18 cm

Capriata rinforzata angolo nord

a causa del padiglione terminale del corpo di fabbrica la fascia di carico risulta circa 4,2m anzichè 2,7.

LUCE TRAVI : 12 m

CARICO CAPRIATE : $270 \times 4.2\text{m} = 1134 \text{ Kg/m}$

coefficiente parziale 1,5 (combinazione involuppo)

$M_{\max} = 1.5 \times 1134 \times 12^2 / 8 = 30618 \text{ kgm}$

altezza in mezzeria 2.3 m

N tirante inferiore = $30618 / 2.3 = 13312 \text{ kg}$

N travi superiori = $13318 / \cos 19.5^\circ = 14120 \text{ kg}$

travi superiori con puntone a L/3

$M \text{ travi superiori} = 1.5 \times 1134 \times 4^2 / 10 = 2722 \text{ kgm}$

Trave superiore (puntone) 20x28 cm

$A = 560 \text{ cmq}$

$w = 2613 \text{ cmc}$

$i = 28 / \sqrt{12} = 8.1 \text{ cm}$

$\lambda = 400 / 8.1 = 49,4$

$K_{\text{crit},c} = 0,759$

$N = 14120 \text{ kg}$

$M = 2722 \text{ kgm}$

$\sigma_c / f_c = (14120 / 560) / (0.759 \times 104) = 0,319$

$\sigma_m / f_m = (272200 / 2613) / (133) = 0,783$

$0,319^2 + 0,783 = 0,885 < 1 \text{ ok}$

Tirante inferiore (catena) 20x20 cm

area lorda = 400 cmq

smusso = $1/3 = 20 \times 8 \text{ cm} = 160 \text{ cmq}$

area al netto dello smusso = 240 cmq

N tirante inferiore = 13312 kg

resistenza di calcolo a trazione = $240 \times 81 = 19440 \text{ kg} > 13312$

Compressione sullo smusso = 14120 kg

resistenza di calcolo a compressione = $160 \times 104 = 16640 \text{ kg} > 14120$

Taglio sulla sezione orizzontale oltre lo smusso = 13312 kg

Sezione orizzontale 20x50 cm = 1000 cmq

resistenza di calcolo a taglio= $13.7 \times 1000 =$
 $=13700 \text{ kg} > 13312$

Monaco e contraffissi $18 \times 18 \text{ cm}$

Trave diagonale d'angolo

fascia di carico triangolare da 0 a 3.8 m

LUCE TRAVI : 7.5 m

CARICO $\cong 250 \times 2.4 \text{ m} = 600 \text{ Kg/m}$

$M_{\max} = 1.5 \times 600 \times 7.5^2 / 8 = 6328 \text{ kgm}$

Trave BxH = 24×36

$w_x = 5184 \text{ cm}^3$

resistenza di calcolo a flessione = $5184 \times 133 =$
 $=6895 \text{ kgm} > 6328$

CONTROVENTATURA DEL PIANO DI COPERTURA

Nell'occasione del rifacimento completo della struttura di copertura verrà realizzata anche una controventatura orizzontale al piano di gronda allo scopo di migliorare la stabilità dei muri portanti rispetto agli effetti locali di ribaltamento.

Infatti un punto critico della struttura muraria oggetto dell'intervento è la grande distanza tra i muri portanti trasversali , circa 25 metri. A causa di ciò i muri longitudinali per la maggior parte del loro sviluppo , in mancanza di una struttura superiore stabilizzante , come unico schema statico contro il ribaltamento hanno quello di mensola verticale incastrata in corrispondenza del solaio sottostante e libera in sommità.

Con l'inserzione dei controventi orizzontali si ottiene una trave reticolare costituita da diagonali in tondo M27, correnti costituiti dai cordoli 60x30 e montanti costituiti dalle capriate stesse. Tale trave reticolare stabilizza in orizzontale le sommità dei muri longitudinali , riportando le forze trasversali ai muri trasversali di fondo.

Valutazione del miglioramento sismico conseguibile

Muri longitudinali :

spessore 60 cm

altezza 4.5 m

Massa = $4.5 \times 0.6 \times 1800 \text{ kg/mc} = 4860 \text{ kg/m}$

Copertura (solo permanenti)

$6,5 \text{ m} \times 150 \text{ kg/m} = 975 \text{ kg/m}$

Totale = 5835 kg/m

1) situazione attuale

ponendo $f_k = 25 \text{ kg/cm}^2$ (resistenza della muratura a compressione)

$\gamma = 2$

$M_r \text{ max (mom resistente)} = 5835 \times 0,27 \text{ m} = 1575 \text{ kgm}$

$a_0 \times (4860 \times 2.25 \text{ m} + 975 \times 4.5 \text{ m}) = P_{ga} \times 15322 = 1575 \text{ kgm}$
da cui

accelerazione sismica max

$a_0 = 1575 / 15322 = 0.102$

2) situazione con controventatura
(schema trave muraria verticale appoggiata a livello del
tetto e del solaio sottostante)

Muri longitudinali :

spessore 60 cm

altezza 4.5 m

Massa = $4.5/2 \times 0.6 \times 1800 \text{ kg/mc} = 2430 \text{ kg/m}$

Copertura (solo permanenti)

$13\text{m} \times 150 \text{ kg/m} = 1950 \text{ kg/m}$

Totale masse da controventare = $2430 \times 2 + 1950 = 6810 \text{ kg/m}$

Tondo M27

Area = 4.5 cmq

$N_{\text{max}} = 3447 \times 4.5 = 15510 \text{ kg}$

angolo della diagonale = 27°

$T_{\text{max}} = 15510 \times \cos 27^\circ = 13820 \text{ kg}$

$= 13820 / 11.5\text{m} = 1201 \text{ kg/m}$

accelerazione sismica max

$a_0 = 1201 / 6810 = 0.176$

miglioramento = $0.176 / 0.102 = 72\%$