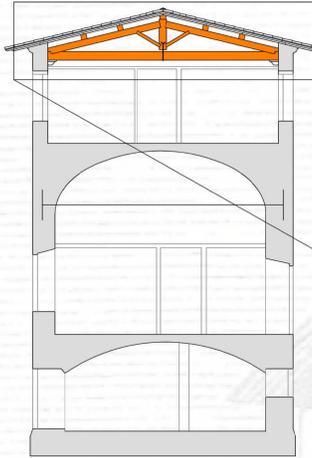


VERIFICA STRUTTURALE DELLA CAPRIATA LIGNEA



ANALISI DEI CARICHI

**Carichi permanenti:**  
 Manto in coppiembre = 70,00 kg/mq  
 Manto di piastrelle di cotto (14x28x2 cm)=0,02x1,00x1800 = 36,00 kg/mq  
 Travicelli in legno non resinoso 8x8 = 30 cm 0,08x0,08x500 / 0,30 = 13,00 kg/mq  
 Arcarecci in legno non resinoso 20x22 in 155 cm 0,20x0,22x600 / 1,55 = 17,00 Kg/mq  
 Manto di calcestruzzo alleggerito 0,04x1,00x1,00x1300 = 52,00 kg/mq  
 Impermeabilizzazione = 18,00 Kg/mq  
 Totale a mq di falda = 206,00 Kg/mq  
 In proiezione orizzontale il carico è: Kg/mq 206,00 · cos 14° = 212,30 Kg/mq

**Carichi accidentali:**  
 carico d'esercizio minimo = 50,00 kg/mq  
 carico della neve (quota 40 sim) = 60 Kg/mq  
 Si considera la peggiore delle due condizioni:  
 $q^* = g + 1,2p = 212,30 + 1,2 \cdot 50 = 272,30 \text{ Kg/mq}$   
 $q^* = g + yp + pc = 212,30 + 1 \cdot 50 + 60 = 322,30 \text{ Kg/mq}$   
 Lo schema statico della capriata, considerata come un sistema reticolare, risulta con lievi approssimazioni geometriche come in figura. Si definiscono le azioni trasferte dagli arcarecci al puntone della capriata, valutando l'area "S" di influenza di un arcareccio intermedio (4,40 m) e dei travicelli (1,55), che è pari alla superficie in proiezione orizzontale, a:  
 $S = 4,40 \text{ m} \times 1,55 = 6,82 \text{ m}^2$

**VERIFICA ARCARRECCIO**  
 Legno non resinoso I cat.  $\sigma_f = 138 \text{ kg/cm}^2$  (tensione ammissibile assiale a flessione)  
 $Q$  di calcolo =  $q^* \cdot p = 322,30 \text{ Kg/mq} \times 1,55 \text{ m} = 499,56 \text{ Kg/m}$   
 $L_0$  = luce di calcolo =  $L + 5\% = 4,40 \text{ m} + 0,22 \text{ m} = 4,62 \text{ m}$   
 Momento flettente  $M_x = Q \cdot L^2 / 8 = 499,56 \cdot 4,62^2 / 8 = 133285 \text{ Kgcm}$   
 Modulo di resistenza  $W_x = 1613,33 \text{ cm}^3$   
 tensione flessionale  $\sigma = M_x / W_x = 133285 / 1613,33 = 82,61 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_f$

**CALCOLO DELLE AZIONI, REAZIONI E SFORZI INTERNI**  
 Il carico gravante da ogni arcareccio appoggiato alla capriata ammonta quindi a:  
 $P_a = A \cdot q^* / 2 = 6,82 \text{ m}^2 \cdot 322,30 \text{ kg/mq} / 2 = 1099 \text{ kg}$   
 Le azioni sulla capriata sono:  
 - per gli arcarecci intermedi:  
 $P_1 = P_2 = 2 \cdot 1099 \text{ Kg} = 2198 \text{ Kg}$   
 - per l'arcareccio di colmo, essendo l'area di influenza uguale ai precedenti arcarecci, vale ancora:  
 $P_c = 2198 \text{ kg}$

Si calcolano i carichi trasferiti dagli arcarecci sui nodi della capriata A, B, E, F, considerando gli elementi della capriata incernierati sui nodi stessi e operando opportune ripartizioni. Ordinatamente abbiamo:  
 Nodo A:  
 $P_a = [2198 \cdot (2,05/4,35)] + [2198 \cdot 0,45/4,35] = 1263 \text{ kg}$   
 Nodo B:  
 $P_b = [2198 \cdot (3,90/4,35)] = 1971 \text{ kg}$

Reazioni vincolari agli appoggi A e F risultano:  
 $R_a = R_f = P_a + P_b + P_c = 5432 \text{ kg}$

La determinazione degli sforzi nelle aste si effettua col metodo dei nodi.  
 Nodo A ( $v$  = verticale;  $o$  = orizzontale)  
 $\Sigma v: -5432 + 1263 + N_{ab} \text{ sen } 14^\circ = 0$   
 $\Sigma o: -N_{ab} \text{ cos } 14^\circ + N_{af} = 0$   
 $N_{ab} = 17232 \text{ kg}$  (compressione)  
 $N_{af} = 16721 \text{ kg}$  (trazione)

Nodo B ( $v$  = verticale;  $o$  = orizzontale)  
 $\Sigma v: -1971 - 17232 \text{ sen } 14^\circ - N_{bd} \text{ sen } 14^\circ + N_{bc} \text{ sen } 14^\circ = 0$   
 $\Sigma o: +17232 \text{ cos } 14^\circ - N_{bc} \text{ cos } 14^\circ - N_{bd} \text{ cos } 14^\circ = 0$   
 a sistema:  
 $-N_{bd} + N_{bc} = 9085 \text{ kg}$   
 $+N_{bd} + N_{bc} = 17232 \text{ kg}$   
 risolvendo il sistema si ottiene:  
 $N_{bc} = 21775 \text{ kg}$  (compressione)  
 $N_{bd} = 4543 \text{ kg}$  (compressione)

Nodo C ( $v$  = verticale;  $o$  = orizzontale)  
 $\Sigma v: +2198 - 2 \cdot (21775 \text{ sen } 14^\circ) + N_{cd} = 0$   
 $N_{cd} = 4169 \text{ kg}$  (trazione)

**VERIFICA DELLE ASTE A SFORZO NORMALE**  
 Legno non resinoso I cat.  $\sigma = 128 \text{ kg/cm}^2$

Sezione b x h (cm)	carico N agente	carico M agente	$\sigma = M/W$ , C kg/cm <sup>2</sup>
PUNTONI (AB) (BC) (CE) (FE)	30 x 30 A= 900 cmq	17232 kg (compr)	213000 kgm 59,17
MONACO (CD)	30 x 30 A= 900 cmq	4169 kg (traz)	0
SAETTONI (BD) (DE)	30 x 30 A= 900 cmq	4543 kg (compr)	0
CATENA (AF)	30 x 35 A= 1050 cmq	16721 kg (traz)	67500 kgm 13,77

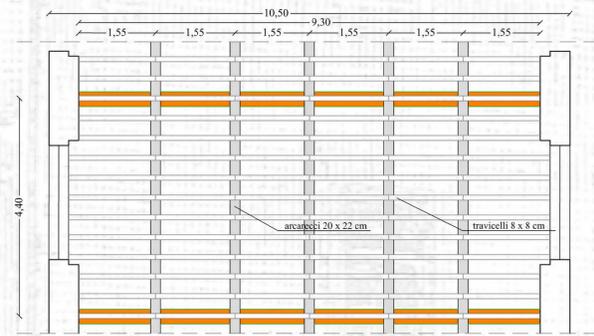
**VERIFICA DELLE ASTE A FLESSIONE**  
 Legno non resinoso I cat.  $\sigma_f = 138 \text{ kg/cm}^2$

Sezione b x h (cm)	Mod. resistenza W <sub>x</sub> -C	carico M agente	$\sigma = M/W$ , C kg/cm <sup>2</sup>
PUNTONI (AB) (BC) (CE) (FE)	4500x80=3600 cmc	213000 kgm	59,17
MONACO (CD)	4500	0	0
SAETTONI (BD) (DE)	980	0	0
CATENA (AF)	6125x80=4900 cmc	67500 kgm	13,77

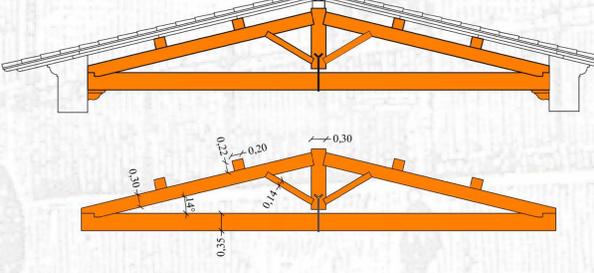
**VERIFICA GLOBALE DELLE ASTE**  
 Legno non resinoso I cat.  
 $\sigma_f = 138 \text{ kg/cm}^2$  (tensione ammissibile assiale a flessione)  
 $\sigma = 128 \text{ kg/cm}^2$  (tensione ammissibile assiale a compressione)

Sezione b x h (cm)	tensione assiale ( $\sigma_f$ / $\sigma$ ) x $\sigma$	tensione flessionale $\sigma_f$	$\sigma_{max} < \sigma_f$ kg/cm <sup>2</sup>
PUNTONI (AB) (BC) (CE) (FE)	22,40x1,06 = 24,19	+ 59,17	83,36
MONACO (CD)	4,63	+ 0,00	4,63
SAETTONI (BD) (DE)	10,82	+ 0,00	10,82
CATENA (AF)	15,92x1,08 = 17,19	+ 13,77	30,96

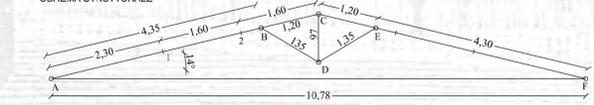
SCHEMA STRUTTURALE PLANIMETRICO Sc. 1:50



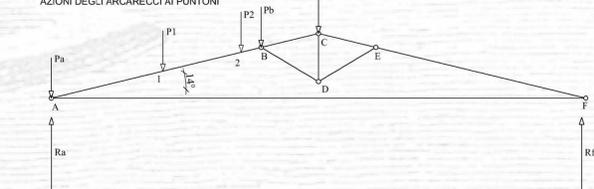
CAPRIATA ALLA PALLADIO sc. 1:50



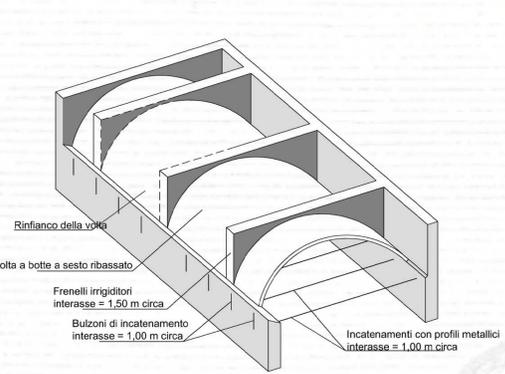
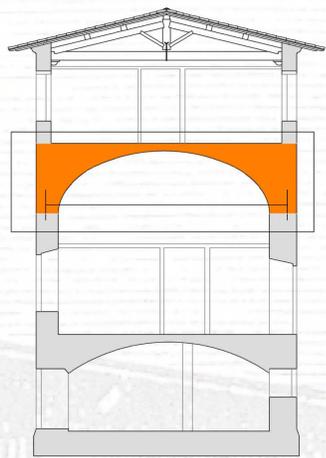
SCHEMA STRUTTURALE



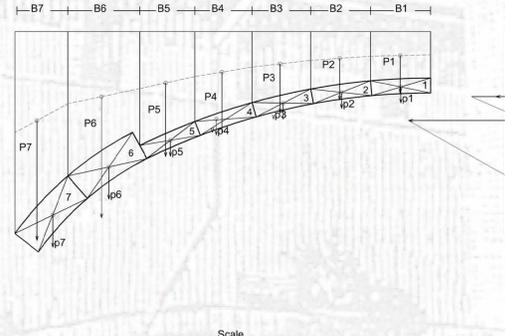
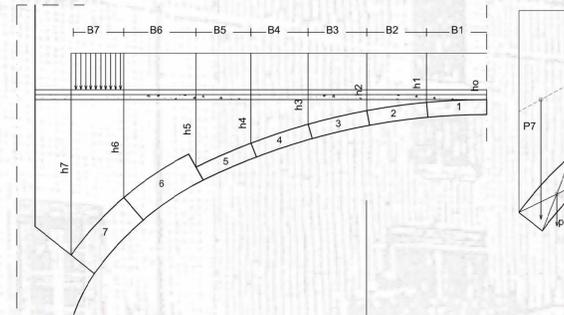
AZIONI DEGLI ARCARRECCI AI PUNTONI



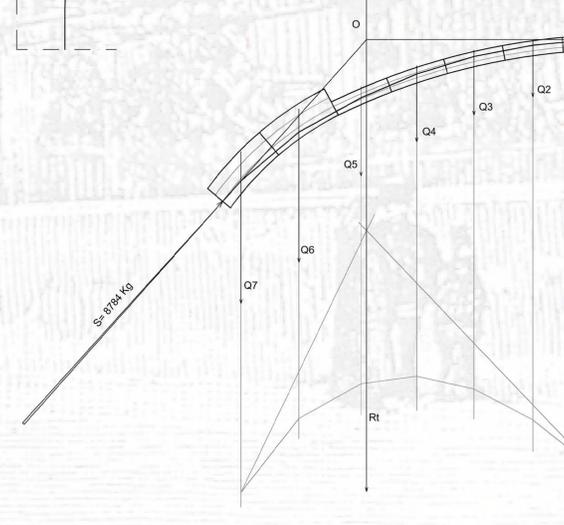
VERIFICA STRUTTURALE DELLA VOLTA POLICENTRICA: METODO DEL MERY



CONFIGURAZIONE GEOMETRICA DI CALCOLO COL METODO DEL MERY



CURVA DELLE PRESSIONI INTERNE



**ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA VOLTA**  
 Al di sopra della volta non vi sono appoggi sovraccarichi di esercizio in quanto non c'è un vano pedestrale, inoltre si presume che la copertura lignea non appoggi su di essa in nessun punto.  
 Si ipotizza la presenza di un rifianco con uno spessore in chiave di 0 cm e si procede alla determinazione dei carichi agenti sulla volta, quindi si determina il risultante dei carichi e delle reazioni vincolari, nonché si procede alla verifica degli archi trasversali e longitudinali per via grafico-statica, determinando i relativi pesi agenti e le spinte.

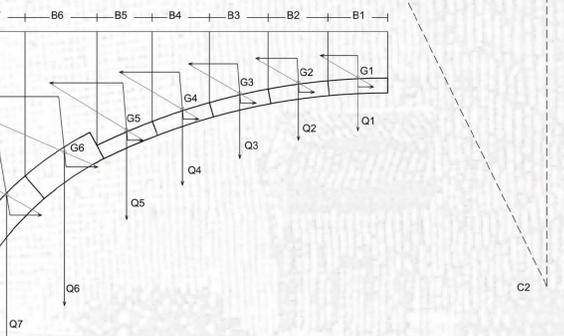
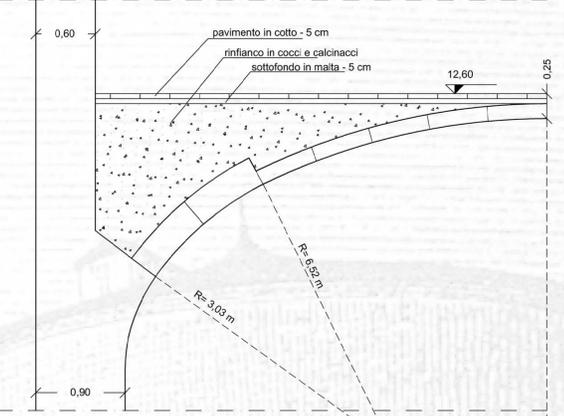
**Pesi specifici:**  
 P<sub>1</sub> = pavimento malta = 1800 Kg/mc  
 P<sub>2</sub> = sottofondo in malta = 2300 Kg/mc  
 P<sub>3</sub> = rifianco = 1300 Kg/mc  
 P<sub>4</sub> = sovraccarico accidentale = 400 Kg/mc  
 P<sub>5</sub> = volta in laterizi = 1300 Kg/mc

**VERIFICA DEL SEMIBALCO**  
 Si individua il semibalco trasversale in 8 conchi di uguale ampiezza e profondità L<sub>1</sub> e si tracciano dai punti di estradosso individuali le corrispondenti verticali, determinando 8 porzioni superiori di rifianco, ciascuno dei quali grava su un conchio della volta.  
 In prima fase si procede a calcolare i pesi dei trapezi di rifianco, nonché i relativi baricentri.  
 Altezza teorica dei rifianchi (Misure desunte per via grafica)

**Calcolo del peso dei conchi**

Conco	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>3</sub>	h <sub>4</sub>	h <sub>5</sub>	h <sub>6</sub>	h <sub>7</sub>	h <sub>8</sub>
1	49,5	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6
2	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6
3	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6
4	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6
5	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6
6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6
7	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6
8	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6	60,6

PARTICOLARE DELLA VOLTA A BOTTE - sc. 1:25



POLIGONO FUNICOLARE - CALCOLO DELLE AZIONI E DELLE SPINTE



**Poligono funicolare**  
 Con l'aiuto della costruzione di un poligono funicolare a polo qualsiasi P<sub>1</sub> si posiziona la direzione r del risultante totale R<sub>t</sub>. Successivamente si tracciano le direzioni delle linee d'azione delle due reazioni al rete e in chiave, S ed H. P<sub>1</sub> è dettagliatamente.  
 - la reazione H è per questioni di simmetria di struttura e di carico, passante dal limite superiore del terzo medio della sezione di chiave a giacitura orizzontale (retta h).  
 - la reazione S ha linea di azione congiungente il punto O di incontro tra le rette r e h, ed il punto limite inferiore del terzo medio della sezione di chiave a giacitura orizzontale (retta h).  
 Sullo stesso sostegno del precedente poligono delle forze si riportano le parallele del punto O della retta h, e dal punto S della retta h, la loro intersezione determina il polo P<sub>2</sub> della curva delle pressioni. Essa individua, nella scala delle forze, l'entità delle spinte in chiave e al rete. Sulla sezione di rete è presente anche un sforzo di taglio T dovuto alla inclinazione della direzione di spinta di rispetto alla normale della sezione stessa. Per quantificare tale sforzo di taglio T si procede analiticamente, sapendo da misura diretta sul grafico che l'angolo è 7°.  
 Attraverso la misura diretta sul grafico, si quantificano le spinte:

**Sezione di chiave**  
 $N = H = 5814 \text{ Kg}$  con azione congiungente il punto O di incontro tra le rette r e h, ed il punto limite inferiore del terzo medio.  
 $T = 0$   
 Area della sezione di chiave A = L<sub>1</sub> x s = 100 x 15 = 1500 cmq  
 verifica a compressione =  $2 \cdot N / A = 2 \cdot 5814 / 1500 = 7,75 \text{ Kg/cm}^2 < 20 \text{ Kg/cm}^2$

**Sezione di rete**  
 $N = S = \text{cos } 7^\circ \cdot 5814 \text{ Kg} = 1,00 \cdot 5814 \text{ Kg}$  con azione congiungente sul limite inferiore del terzo medio  
 $T = S \cdot \text{sen } 7^\circ = 874 \text{ Kg}$ , 0,00 x 0 Kg  
 Area della sezione di rete A = L<sub>2</sub> x s = 100 x 30 = 3000 cmq  
 verifica a compressione =  $2 \cdot N / A = 2 \cdot 5814 / 3000 = 3,88 \text{ Kg/cm}^2 < 20 \text{ Kg/cm}^2$   
 verifica a trazione =  $T / A = 2,91 \text{ Kg/cm}^2 < 20 \text{ Kg/cm}^2$

**Sezione intermedia tra i conchi 5 e 6:**  
 Azione con giacitura esterna al terzo medio  
 $s = \text{peso} \cdot L_2 = 1 \cdot 100 \cdot 21 = 210 \text{ Kg}$  e 4,00 cm  
 $N = 7800 \text{ Kg}$  (desunto graficamente)  
 $T = 0$   
 Area della sezione di rete A = L<sub>2</sub> x s = 210 x 15 = 3150 cmq  
 verifica a compressione =  $2 \cdot N / A = 2 \cdot 7800 / 3150 = 4,91 \text{ Kg/cm}^2 < 20 \text{ Kg/cm}^2$