COMUNE DI BARLETTA
PROV. DI BARLETTA ANDRIA TRANI

Tav. 2/Str.

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE SECONDARIE E APERTURA BOTOLE A SOLAIO/VARCHI ESISTENTI

RELAZIONE DI CALCOLO
A.3

OGGETTO: LAVORI DI RECUPERO E ADEGUAMENTO DELL'EX MERCATO ITTICO DI VIA C.COLOMBO A SEDE DELLA CAPITANERIA DI PORTO DI BARLETTA.

PROGETTO ESECUTICO

COMMITTENTE: SETTORE MANUTENZIONI-COMUNE DI BARLETTA

Data, Settembre 2014

Il Progettista

(Ing. Piero SCIALPI)

ORDINE INGEGNERI PROVINCIA TARANTO
Sezione A
Dott. Ing. SCIALPI Piero
n° 2947
Settore: Civile Ambientale

IL COMMITTENTE
IL DIRIGENTE DEL SETTORE MANUTENZIONI
(Ing. Gianrodolfo DI BARI)

Il Direttore dei Lavori
IL FUNZIONARIO
P.O. SERVIZIO MANUTENZIONI
Ing. Vito Vacca

Studio Ing. Piero Scialpi
Via Salvemini 43 - Palagiano (TA)
389-4734207 - scialpipiero_1978@libero.it

COMUNE DI BARLETTA
PROV. DI BARLETTA ANDRIA TRANI

Tav. 2/Str.

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE SECONDARIE E APERTURA BOTOLE A SOLAIO/VARCHI ESISTENTI

RELAZIONE DI CALCOLO
A.3

OGGETTO: LAVORI DI RECUPERO E ADEGUAMENTO DELL'EX MERCATO ITTICO DI VIA C.COLOMBO A SEDE DELLA CAPITANERIA DI PORTO DI BARLETTA.

PROGETTO ESECUTICO

COMMITTENTE: SETTORE MANUTENZIONI-COMUNE DI BARLETTA

Data, Settembre 2014

Il Progettista

_____

(Ing. Piero SCIALPI)

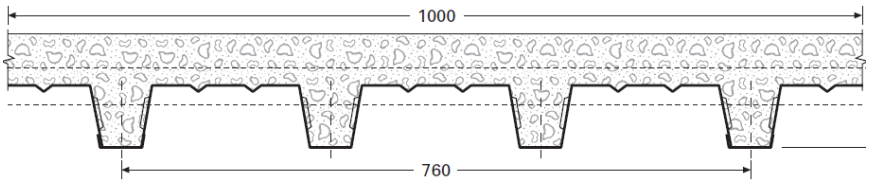
Il Direttore dei Lavori

_____

Studio Ing. Piero Scialpi
Via Salvemini 43 - Palagiano (TA)
389-4734207 - scialpipiero_1978@libero.it

1-SOLAIO

Il solaio adottato è di tipo HI-BOND-A75/P760 H=13 cm realizzato mediante un getto di calcestruzzo (h = 5.5 cm) su lamiera grecata (h = 7.5 cm) di spessore 1.2 mm.



I materiali previsti sono:

- Calcestruzzo C28/35
- Acciaio lamiera S280 GD (Prestazioni meccaniche equivalenti al tipo S235)

1.1- Analisi dei carichi

Carichi permanenti (peso proprio + permanenti non strutturali):

- Pavimento (s=3 mm) 0.50 kN/m^2
- Massetto (s=10 cm) 2.10 kN/m^2
- Solaio HI-BOND (H=13 cm) 1.84 kN/m^2
- Controsoffitto 0.10kN/m^2
- Tramezzature 0.80 kN/m^2

Totale permanenti Q_p =5.34 kN/m^2

Carico di esercizio:

- Cat. B2 Qa =3.00 kN/m2

1.2 - Verifica di deformabilità

Le verifiche di deformabilità sono state condotte facendo riferimento alle tabelle di portata contenute nei manuali tecnici per solai di tipo HI-BOND.

1.2.1 Fase 1

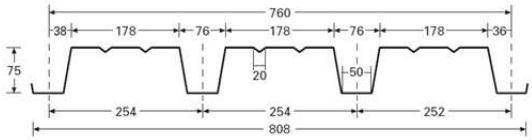
Carichi:

- lamiera (s=1.2 mm) 0.15 kN/m^2
- peso getto (H=13 cm) 1.84 kN/m^2
- mezzi d'opera 1.50 kN/m^2

Totale = 3.49 kN/m^2

Luce effettiva campata : 1.75 m

Tabella di portata (carico massimo distribuito in daN/m^2) :



Spess. Thick. Epaiss. Dicke mm	J cm⁴/m	Wp cm³/m	Wn cm³/m	Distanza fra gli appoggi in metri - Span in meters - Entr'axe des solives - Spannweite in Metern																	
				2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00	6,25	6,50	6,75	7,00
0,60	81,22	17,55	14,73	306	243 257	191 219	153 189	124 165	102 145	85 128	72 114	61 103	52 93	45 84	39 77	34 70	30 64	27 59	24 55	21 51	19 47
0,70	98,17	20,38	18,26	356	293 299	231 255	185 220	150 191	124 168	103 149	87 133	74 119	63 108	55 98	48 89	42 81	37 75	32 69	29 64	26 59	23 55
0,80	115,35	23,63	21,93	412	345 347	271 295	217 255	176 222	145 195	121 173	102 154	87 138	74 125	64 113	56 103	49 94	43 87	38 80	34 74	30 69	27 64
1,00	148,09	30,15	29,59	526	442	348 377	279 325	226 283	187 249	156 220	131 197	111 176	96 159	83 144	72 132	63 120	55 111	49 102	43 94	39 87	35 81
1,20	178,92	36,59	37,21	639	534 537	420 457	337 394	274 343	225 302	188 267	158 239	135 214	115 193	100 175	87 160	76 146	67 134	59 124	53 114	47 106	42 99

Verifica :

Luce massima 2.75 m > 1.75m

Carico massimo 6.39 kN/m2 > 3.49 kN/m^2

1.2.2 Fase 2

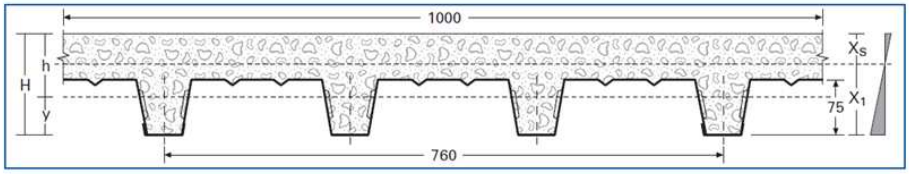
Carichi:

- Pavimento (s=3 mm) 0.50 kN/m^2
- Massetto (s=10 cm) 2.10 kN/m^2
- Controsoffitto 0.10 kN/m^2
- Tramezzature 0.80 kN/m^2
- Carico di esercizio (Cat. B2) 3.00 kN/m^2

Totale = 6.50 kN/m^2

Luce effettiva campata : 1.75 m

Tabella di portata (carico massimo distribuito kN/m^2):



H Soletta Slab Dalle Decke mm	Spessore Thickness Epaisseur Stärke mm	Sovraccarico utile uniformemente distribuito KN/m² - Useful overload evenly distributed KN/m² Surcharge utile uniformement repartie KN/m² - Nutzlast gleichmassig verteilt KN/m²													
		1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	7,00	8,00	10,00	12,00
13	0,70	3,25	3,12	3,00	2,90	2,80	2,72	2,64	2,57	2,50	2,44	2,33	2,23	2,07	1,94
	0,80	3,50	3,35	3,22	3,11	3,01	2,91	2,83	2,75	2,68	2,61	2,49	2,39	2,21	2,07
	1,00	3,92	3,75	3,61	3,47	3,36	3,25	3,15	3,06	2,98	2,91	2,77	2,65	2,46	2,08
	1,20	4,30	4,12	3,95	3,81	3,68	3,56	3,45	3,35	3,26	3,18	3,03	2,90	2,50	2,08

Verifica :

Luce massima 3.03 m > 1.75m

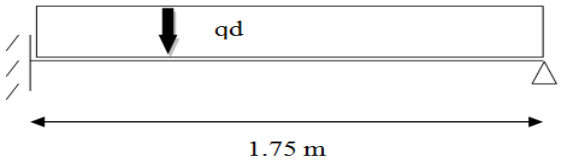
Carico massimo 7.00 kN/m^2 > 6.50 kN/m^2

1.3 - Verifica di resistenza

Azione globale di calcolo:

q_d =5.34 x 1.3 + 3.00 x 1.5 = 11.44 kN/m

Lo schema statico assunto è rappresentato di seguito:



Sollecitazioni massime di calcolo:

- Appoggio

$$M_{sd,max} = -\frac{1}{8}\, q_d\, L^2 \quad = 4.38\ kNm$$
$$V_{sd,max} = \frac{5}{8} q_d L \quad = 12.51\ kN$$

- Campata

$$M_{sd} = +\frac{1}{14.2}\ qL^2 = 2.46\ kNm$$
$$V_{sd} = 0\ kN$$

Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione resistente:

A_s = 445.27 mm^2/m (Monconi a momento negativo ~4Φ12/m)

W_s = 2101900 mm^3

W_i = 75300 mm^3

f_{yd} = 204.35 N/mm^2

f_{cd} = 15.87 N/mm^2

Verifiche statiche flessione e taglio :

- Appoggio

$$0.8 f_{cd} b x = \sigma_s A_s \rightarrow x = 61.3\ mm$$

$$M_{rd} = 0.8 f_{cd} bx(d - 0.4x) = 0.8x15.87x50x\frac{1}{0.254}x61.3x(90 - 0.4x61.3)$$

$$= 10.03\ kNm > M_{sd,max} = 4.38kNm$$

$$V_{rd} = \left[\frac{0.18k(100\rho f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma}\right] b_w d = \left[\frac{0.18x2(100x0.02x28)^{\frac{1}{3}}}{1.5}\right] x50x\frac{1}{0.254}x90$$

$$= 16.27KN > V_{sd,max} = 12.51\ kN$$

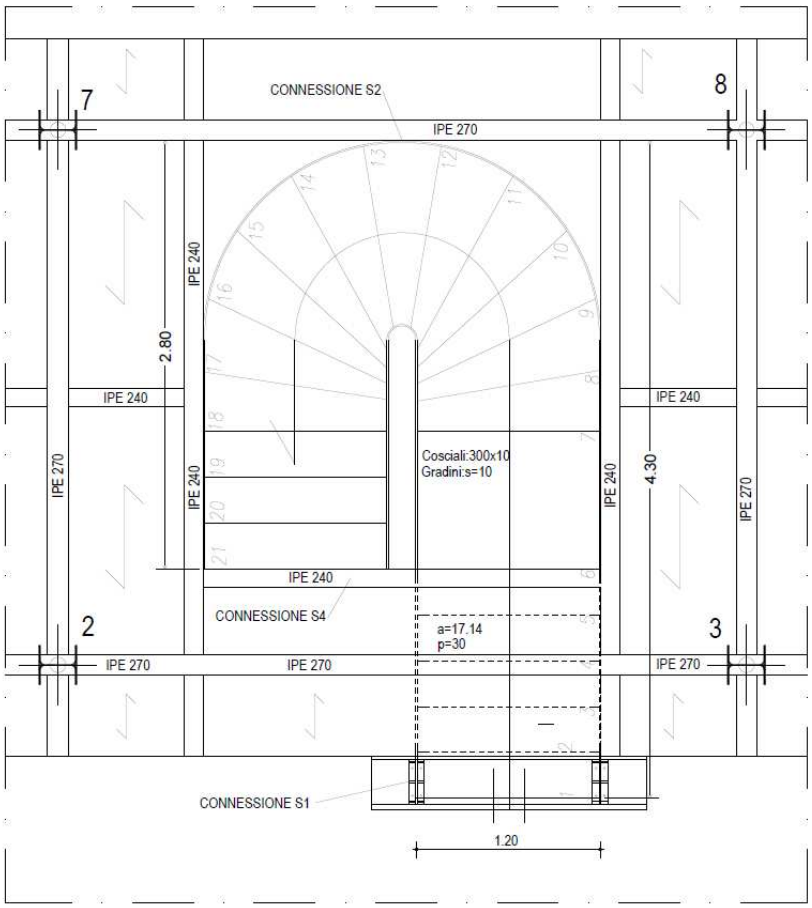
- Campata

$M_{rd,cls}$ = W_s x f_{cd} = 2101900 x 15.87 = 33.36 kNm > M_{sd} = 2.46 kNm

$M_{rd,lamiera}$ = W_i x f_{yd} = 75300 x 204.35 = 15.39 kNm > M_{sd} = 2.46 kNm

2-Scala in acciaio

La carpenteria della scala in acciaio è mostrata nella seguente figura:



2.1- Analisi dei carichi

Carichi permanenti (peso proprio + permanenti non strutturali):

- Gradini (s=10mm) 0.77 kN/m^2
- Cosciali (300x10) 0.43 kN/m^2
- Rivestimento (s=30mm) 0.81 kN/m^2
- Ringhiera 0.37 kN/m^2

Totale permanenti Q_p = 2.38 kN/m^2

Carico di esercizio:

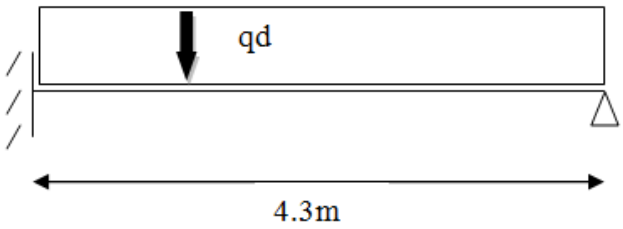
- Cat. C2 Qa = 4.00 kN/m2

Azione globale di calcolo:

F_d =2.38 x 1.3+4.00 x 1.5 = 9.09 kN/m^2

2.2 - Verifica strutturale cosciali

Lo schema statico adottato è rappresentato di seguito:



q_d =(9.09/cos 29.74°) x 1.2 =12.56 kN/m

Sollecitazioni di calcolo (su singolo profilo):

$$M_{sd} = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{8} q_d L^2\right) = 14.51\ kNm$$

$$V_{sd} = \frac{1}{2}\left(q_d \frac{L}{2}\right) = 13.50\ kN$$

Caratteristiche profilo 10 x 300:

h =300mm

b = 10mm

A = 3000 mm^2

A_v = 3000 mm^2

J_x = 22500000 mm^4

W_x = 150000 mm^3

f_y = 275 N/mm^2 = 0.275 kN/mm^2

f_v = 275 /$3^{(1/2)}$ =159 N/mm^2 = 0.159 kN/mm^2

Verifiche statiche :

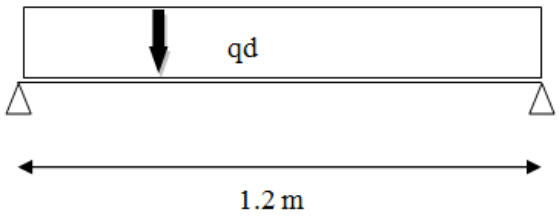
$M_{rd} = (W_x \times f_y)/\gamma_0 = (150000 \times 0.275)/1.05 = 39.29$ kNm $> M_{sd} = 14.51$ kNm

$V_{rd} = (A_v \times f_v)/\gamma_0 = (3000 \times 0.159)/1.05 = 454.28$ kN $> V_{sd} = 13.50$ kN

Verifica di deformabilità :

$$f = \frac{2}{384}\frac{pL^4}{EJ} < \frac{L}{200} = \frac{2}{384}x\frac{7.7x4300^4}{210000x22500000} = 3mm < 21.5\ mm$$

2.3 - Verifica strutturale gradino



q_d = 9.09 x 0.3 =2.73 kN/m

Sollecitazioni di calcolo :

$$M_{sd} = \frac{1}{8}q_d L^2 = 0.49\ kNm$$

$$V_{sd} = q_d\frac{L}{2} = 1.64\ kN$$

Caratteristiche profilo 300x10:

h =10mm

b = 300mm

A = 3000 mm^2

A_v = 3000 mm^2

J_x = 25000 mm^4

W_x = 5000 mm^3

f_y = 275 N/mm^2 = 0.275 kN/mm^2

f_v = 275 /3$^{(1/2)}$ =159 N/mm^2 = 0.159 kN/mm^2

Verifiche statiche :

$M_{rd} = (W_x \times f_y)/\gamma_0 = (5000 \times 0.275)/1.05 = 1.31$ kNm $> M_{sd} = 0.49$ kNm

$V_{rd} = (A_v \times f_v)/\gamma_0 = (3000 \times 0.159)/1.05 = 454.28$ kN $> V_{sd} = 1.64$ kN

2.4 - Verifica attacco cosciali-fondazione (Connessione S1)

La connessione è realizzata a mezzo di unioni saldate su piastre ancorate in fondazione di dimensioni 100x300x20 mm.
L'ancoraggio delle piastre è realizzato mediante 4 tirafondi.

2.4.1 Verifica unione saldata

Il giunto è costituito da saldature a cordoni d'angolo (a=10 mm) aventi le seguenti caratteristiche :

a =10mm
a_w = 0.7x 10 = 7mm
L_w = 300mm
A_w = 2 x 300 x 7 =4200 mm^2
J_w = 2x(7x300^3/12) =31500000 mm^4
W_w = 31500000/150 = 210000 mm^3

Massime sollecitazioni agenti sulle saldature sono:

$$M_{sd} = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{8} q_d L^2\right) = 14.51\ kNm$$

$$N_{sd} = \frac{1}{2}\left(q_d \frac{L}{2}\right) = 13.50\ kN$$

Da cui

$$\sigma_{\perp,sd(M)} = \frac{M_{sd}}{W_w} = 69\ Mpa$$
$$\sigma_{\perp,sd(N)} = \frac{N_{sd}}{A_w} = 3.2\ Mpa$$
$$\sigma_{\perp,sd(M+N)} = 72.2\ Mpa$$

Verifiche statiche :

$$\sigma_{\perp,sd(M+N)} \leq \beta_1 f_y \rightarrow 72.2\ Mpa \leq 192.5\ Mpa$$
$$\sigma_{\perp,sd(M+N)} \leq \beta_2 f_y \rightarrow 72.2\ Mpa \leq 233.8\ Mpa$$

2.4.2 Verifica dei tirafondi e delle pressioni di contatto

L'ancoraggio delle piastre è realizzato mediante 4 tirafondi ϕ12 classe 8.8.

Le massime sollecitazioni di calcolo valgono :

$$M_{sd} = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{8} q_d L^2\right) = 14.51\ kNm$$

$$N_{sd} = \frac{1}{2}\left(q_d \frac{L}{2}\right) = 13.50\ kN$$

$$e = \left(\frac{M_{sd}}{N_{sd}}\right) = 1075\ mm$$

Le caratteristiche meccaniche della connessione sono di seguito riportate:

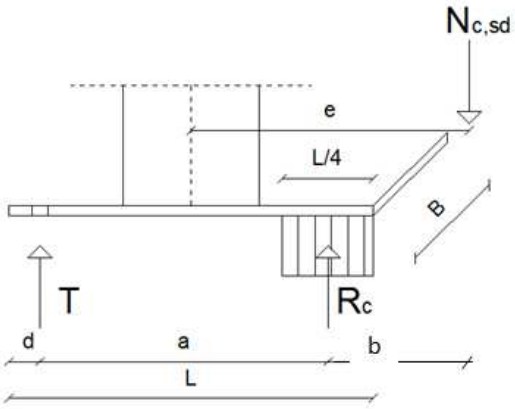
f_{cd} = 15.87 Mpa (cls C28/35)
f_{tb} = 800 Mpa (bulloni 8.8)
f_y = 576 Mpa (bulloni 8.8)

La verifica è stata condotta considerando le seguenti equazioni di equilibrio:

$$\begin{cases} N_{c,sd} \cdot (a+b) = R_c \cdot a \\ T \cdot a = N_{c,sd} \cdot b \end{cases}$$

dove:

$N_{c,sd}$	sforzo di compressione di progetto;
R_c	risultante delle pressioni nel cls;
T	risultante di trazione nei tirafondi;
a	braccio della coppia interna.



Dalla prima equazione si ottiene la pressione di contatto cls-piastra :

$$N_{c,sd} \cdot (a+b) = R_c = \sigma_c \cdot \frac{L}{4} \cdot B \cdot a$$

Da cui :

$$\sigma_c = 10.35\ Mpa < f_{cd} = 15.87 Mpa$$

Dalla seconda si ottiene lo sforzo di trazione sul singolo tirafondo :

$$T_{sd} = N_{c,sd} \cdot \frac{b}{2a} = 32077\ N$$

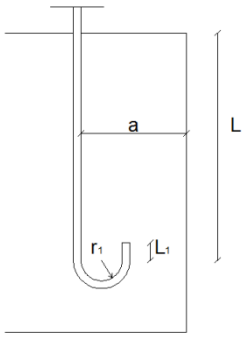
la verifica a trazione conduce a :

$$T_{rd} = 0.9 \cdot \frac{A_{res}\, f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 48532\ N > T_{sd}$$

2.4.3 Verifica della lunghezza di ancoraggio dei tirafondi

La verifica della lunghezza di ancoraggio è stata condotta considerando la seguente relazione:

$$N_{b,sd} \leq N_{L,Rd} = f_{ad,b} \cdot \pi \cdot \emptyset \cdot \frac{(L + 6.4 \cdot r + 3.5 \cdot L_1)}{\left(1 + \frac{\emptyset}{a}\right)^2}$$



dove:

$N_{L,Rd}$	sforzo normale ultimo trasmesso per aderenza;
$f_{ad,b}$	tensione ultima di aderenza (2.9 Mpa);
$\emptyset$	diametro del tirafondo (Ø12);
L	lunghezza del tirafondo (200 mm);
L_1	lunghezza del tratto rettilineo dopo la sagomatura (50mm);
r	raggio di curvatura dell'uncino (30mm);
a	distanza minima tra il bordo di fondazione e il tirafondo (54mm)
$N_{b,sd}$	$32077\ N$

dove:

$$N_{L,Rd} = 41303\ N > N_{b,sd} = 32077\ N$$

2.5-Verifica attacco tirante-trave di impalcato (Connessione S2)

Il giunto è realizzato mediante saldatura a cordoni d'angolo (a=7 mm) lungo tutto il perimetro del tirante.
L'unione saldata presenta le seguenti caratteristiche :

a =7 mm

a_w = 0.7x 7 = 4.9 mm

L_w = 908.4mm

A_w = 4451 mm^2

J_w = 32808560 mm^4

W_w =262679 mm^3

Le massime sollecitazioni di calcolo risultano:

$$N_{sd} = 12.56x\frac{4.3}{2} + 12.56x\frac{2.8}{2} = 44.59\ kN$$

$$M_{sd} = N_{sd}x200mm = 8918\ kNmm$$

Da cui

$$\sigma_{\perp,sd(M)} = \frac{M_{sd}}{W_w} = 33.95\ Mpa$$
$$\sigma_{\perp,sd(N)} = \frac{N_{sd}}{A_w} = 10\ Mpa$$
$$\sigma_{\perp,sd(M+N)} = 43.95\ Mpa$$

Verifiche statiche :

$$\sigma_{\perp,sd(M+N)} \leq \beta_1 f_y \rightarrow 43.95\ Mpa \leq 192.5\ Mpa$$
$$\sigma_{\perp,sd(M+N)} \leq \beta_2 f_y \rightarrow 43.95\ Mpa \leq 233.8\ Mpa$$

2.6 - Verifica attacco cosciali-trave di impalcato (Connessione S4)

Il giunto è realizzato mediante saldatura a completata penetrazione
L'unione saldata presenta le seguenti caratteristiche :

a = a_w = 6.2 mm

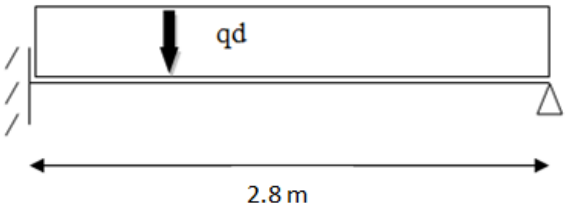
L_w = 220 mm

A_w = 1364 mm^2

J_w = 5501467 mm^4

W_w =50013 mm^3

Lo schema statico adottato è rappresentato di seguito:



q_d =(9.09/cos 29.74°) x 1.2 =12.56 kN/m

Sollecitazioni di calcolo (su singolo profilo):

$$M_{sd} = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{8}q_d L^2\right) = 6.15\ kNm$$

$$V_{sd} = \frac{1}{2}\left(q_d \frac{L}{2}\right) = 8.8\ kN$$

Da cui

$$\sigma_{\perp,sd} = \frac{M_{sd}}{W_w} = 123\ Mpa$$

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sd}}{A_w} = 6.5\ Mpa$$

Verifica statica :

$$\sqrt{\sigma_{\perp,sd}^2 + 3\tau_{sd}^2} \leq \cdot \frac{f_y}{1.05} \rightarrow 123Mpa < 262Mpa$$

3-APERTURA BOTOLE A SOLAIO

Le aperture delle botole a solaio a pianta quadrata di dimensioni 1m x 1m saranno realizzate mediante cordoli di coronamento in c.a. gettato in opera.

3.1- Analisi dei carichi-Solaio esistente

Carichi permanenti (peso proprio + permanenti non strutturali):

Totale permanenti Q_p =5.92 kN/m^2

Carico di esercizio:

Cat. H2 Q_a = 0.5 kN/m^2

Carico neve:

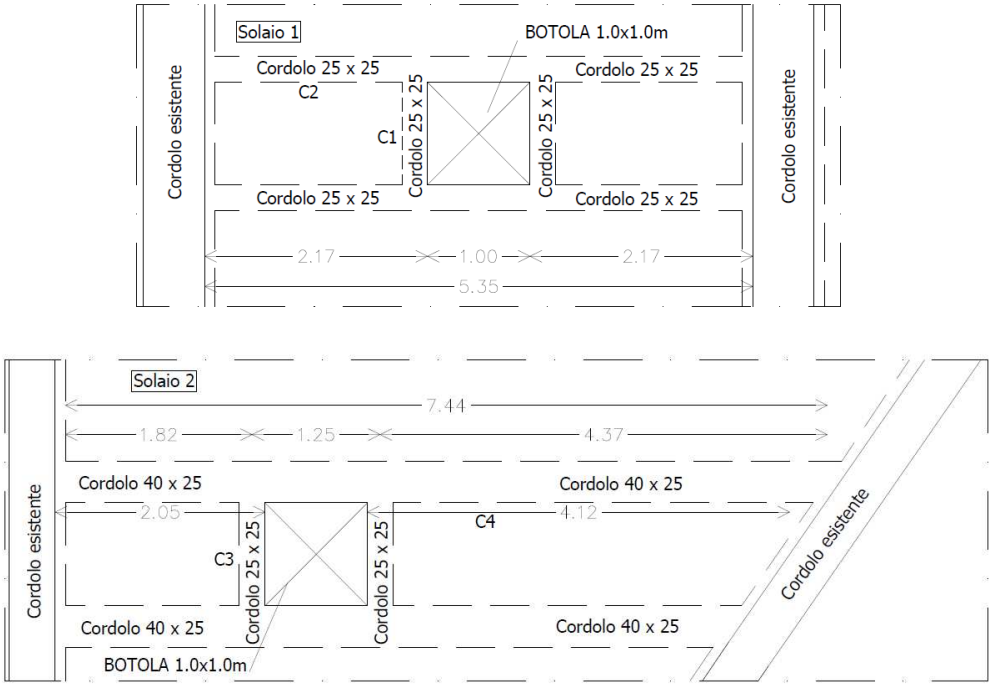
Q_n = 0.8 kN/m^2

Azione globale di calcolo:

F_{dmax} =5.92 x 1.3+ 0.5 x 1.5 +0.8 x 1.5 x 0.5= 9.05 kN/m^2

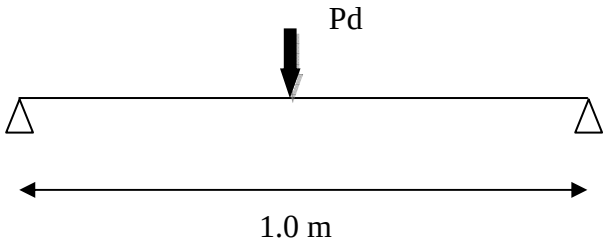
3.2-Apertura botola-Solaio 1

I cordoli di coronamento saranno realizzati in c.a. gettato in opera (classe 28/35) di sezione 25x25cm armati con barre longitudinali Φ16 e staffe Φ8 (acciaio B450 C).



3.2.1 Verifica cordolo C1

Lo schema statico assunto è rappresentato di seguito:



L'azione concentrata di calcolo vale:

P_d =(9.05 x 1 x 2.17)/2= 9.82 kN

Le sollecitazioni massime valgono:

$$M_{sd,max} = \frac{1}{4} P_d L \qquad = 2.46\ kNm$$

$$V_{sd,max} = \frac{1}{2} P_d L \qquad = 4.91\ kN$$

Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione resistente:

A_s = 603.185 mm^2 (Armatura longitudinale 3Φ16 Sup. e Inf.)

A_{sw} = 100.53 mm^2 (Staffe Φ8/20)

f_{yd} = 319 N/mm^2

f_{cd} = 15.87 N/mm^2

Verifiche strutturali:

- Flessione

$$0.8 f_{cd} b x = \sigma_s A_s \rightarrow x = 74.31\ mm\ (campo\ 3)$$

$$M_{rd} = 0.8 f_{cd} b x (d - 0.4x) = 0.8x15.87x250x74.31x(220 - 0.4x74.31) =$$

$$44.9\ \text{kNm} > M_{sd,max} = 2.46\ kNm$$

- Taglio

$$cotg\theta^* = \sqrt{\frac{\eta \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1} = \sqrt{\frac{0.5x1}{0.0495} - 1} = 3.01 > 2.5$$

Con :

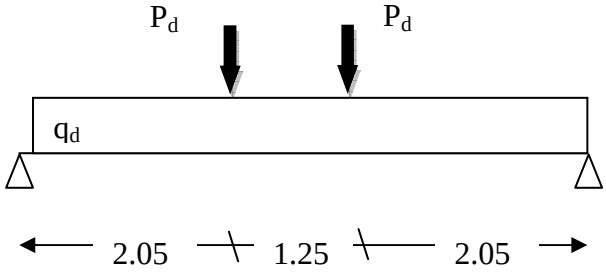
$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}} = \frac{100.53x391}{250x200x15.87} = 0.0495$$

$$V_{rd} = 0.9\ d\ \frac{A_{sw}}{s} f_{yd}\ cotg\theta = 0.9\ x\ 220 \frac{100.53}{200} x391x2.5 =$$

$$= 97.3\ kN > V_{sd,max} = 4.91\ kN$$

3.2.1 Verifica cordolo C2

Lo schema statico assunto è rappresentato di seguito:



Le azioni di calcolo sono :

P_d =(9.82)/2 = 4.91 kN

q_d =9.05 x 0.25 = 2.26 kN/m

Le sollecitazioni massime valgono:

$$M_{sd,max} = 18.16\ kNm$$

$$V_{sd,max} = 10.96\ kN$$

Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione resistente:

A_s = 603.185 mm^2 (Armatura longitudinale 3Φ16 Sup. e Inf.)

A_{sw} = 100.53 mm^2 (Staffe Φ8/20)

f_{yd} = 319 N/mm^2

f_{cd} = 15.87 N/mm^2

Verifiche strutturali:

- Flessione

$$0.8 f_{cd} b x = \sigma_s A_s \rightarrow x = 74.31\ mm\ (campo\ 3)$$

$$M_{rd} = 0.8 f_{cd} b x (d - 0.4x) = 0.8x15.87x250x74.31x(220 - 0.4x74.31) =$$

$$44.9\ \text{kNm} > M_{sd,max} = 18.16\ kNm$$

- Taglio

$$cotg\theta^* = \sqrt{\frac{\eta \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1} = \sqrt{\frac{0.5x1}{0.0495} - 1} = 3.01 > 2.5$$

Con :

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}} = \frac{100.53x391}{250x200x15.87} = 0.0495$$

$$V_{rd} = 0.9\ d\ \frac{A_{sw}}{s} f_{yd}\ cotg\theta = 0.9\ x\ 220 \frac{100.53}{200} x391x2.5 =$$

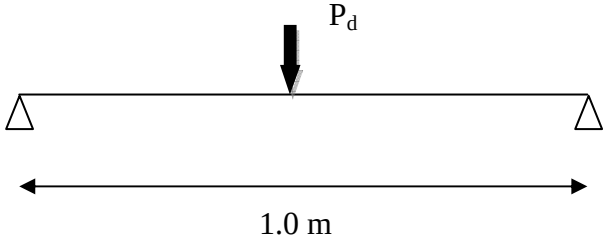
$$= 97.3\ kN > V_{sd,max} = 4.91\ kN$$

3.3-Apertura botola-Solaio 2

I cordoli di coronamento saranno realizzati in c.a. gettato in opera (classe 20/25) di sezione 40x25cm (cordoli longitudinali) e sezione 25 x 25cm (cordoli trasversali) armati con barre longitudinali Φ16 e staffe Φ8 (acciaio B450 C).

3.3.1 Verifica cordolo C3

Lo schema statico assunto è rappresentato di seguito:



L'azione concentrata di calcolo vale:

P_d =(9.05 x 1 x 4.12)/2=18.64 kN

Le sollecitazioni massime valgono:

$$M_{sd,max} = \frac{1}{4} P_d L \qquad = 4.66\ kNm$$

$$V_{sd,max} = \frac{1}{2} P_d L \qquad = 9.32\ kN$$

Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione resistente:

A_s = 603.185 mm^2 (Armatura longitudinale 3Φ16 Sup. e Inf.)

A_{sw} = 100.53 mm^2 (Staffe Φ8/20)

f_{yd} = 319 N/mm^2

f_{cd} = 11.33 N/mm^2

Verifiche strutturali:

- Flessione

$$0.8 f_{cd} b x = \sigma_s A_s \rightarrow x = 74.31\ mm\ (campo\ 3)$$

$$M_{rd} = 0.8 f_{cd} b x (d - 0.4x) = 0.8x15.87x250x74.31x(220 - 0.4x74.31) =$$

$$44.9\ \text{kNm} > M_{sd,max} = 4.66\ kNm$$

- Taglio

$$cotg\theta^* = \sqrt{\frac{\eta \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1} = \sqrt{\frac{0.5x1}{0.0495} - 1} = 3.01 > 2.5$$

Con :

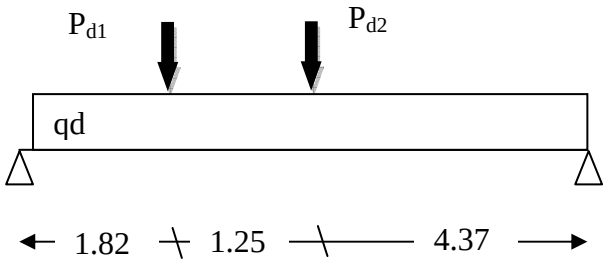
$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}} = \frac{100.53x391}{250x200x15.87} = 0.0495$$

$$V_{rd} = 0.9\ d\ \frac{A_{sw}}{s} f_{yd}\ cotg\theta = 0.9\ x\ 220 \frac{100.53}{200} x391x2.5 =$$

$$= 97.3\ kN > V_{sd,max} = 4.91\ kN$$

3.3.2 Verifica cordolo C4

Lo schema statico assunto è rappresentato di seguito:



Le azioni di calcolo sono :

P_{d1} =(9.05 x 1 x 2.05)/4 = 4.64 kN

P_{d2} = 9.32 kN

q_d =9.05 x 0.40 = 3.62 kN/m

Le sollecitazioni massime valgono:

$$M_{sd,max} = 46.05\ kNm$$

$$V_{sd,max} = 22.45\ kN$$

Caratteristiche geometriche e meccaniche sezione resistente:

A_s = 804.24 mm^2 (Armatura longitudinale 4Φ16 Sup. e Inf.)

A_{sw} = 100.53 mm^2 (Staffe Φ8/20)

f_{yd} = 319 N/mm^2

f_{cd} = 15.87 N/mm^2

Verifiche strutturali:

- Flessione

$$0.8 f_{cd} b x = \sigma_s A_s \rightarrow x = 61.92\ mm\ (campo\ 3)$$

$$M_{rd} = 0.8 f_{cd} b x (d - 0.4x) = 0.8x15.87x400x61.92x(220 - 0.4x61.92) =$$

$$61.39\ \text{kNm} > M_{sd,max} = 46.05\ kNm$$

- Taglio

$$cotg\theta^* = \sqrt{\frac{\eta \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1} = \sqrt{\frac{0.5x1}{0.031} - 1} = 3.89 > 2.5$$

Con :

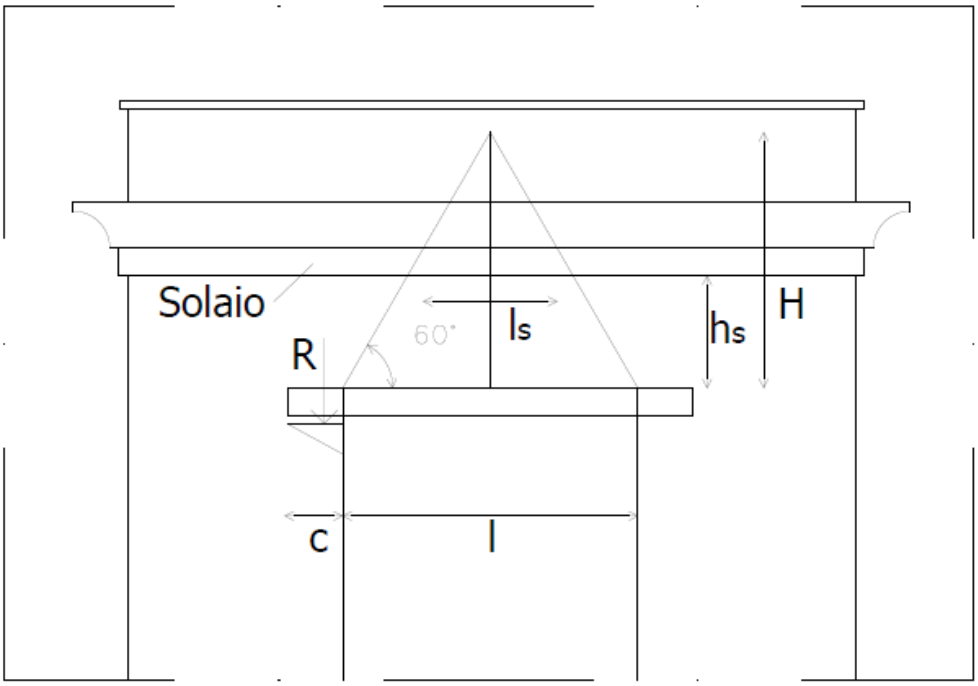
$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{bsf_{cd}} = \frac{100.53x391}{400x200x15.87} = 0.031$$

$$V_{rd} = 0.9\, d\, \frac{A_{sw}}{s} f_{yd}\, cotg\theta = 0.9\, x\, 220 \frac{100.53}{200} x391x2.5 =$$

$$= 97.3\, kN > V_{sd,max} = 22.45kN$$

4-VERIFICA SPALLA MURARIA

I carichi gravanti sulla spalla muraria conseguenti alla riapertura di varchi esistenti sono valutati in base al seguente schema :



Dove:

$$l = 1.6\, m$$

$$h_s = 0.61\, m$$

$$H = \frac{l}{2} tg60° = \frac{1.6}{2}\, x\, tg60° = 1.39\, m$$

$$l_s = 2\left(\frac{l}{2} - h_s cotg60°\right) = 2\left(\frac{1.6}{2} - 0.61\, cotg60°\right) = 0.9\, m$$

I carichi gravanti in corrispondenza della singola spalla risultano :

$$Peso\ solaio = \left[F_d\left(\frac{Lmax_sol}{2}\right)l_s\right]\frac{1}{2} = \left(9.05kN * \frac{7ml}{2} * 0.9\right)\frac{1}{2} = 14.26\ kN$$

$$Peso\ muratura = \left(\frac{lHt}{2}\ \gamma\ 1.3\right)\frac{1}{2} = \frac{1.6x1.39x0.40}{4}\ x16x1.3 = 4.63\ kN$$

$$Peso\ complessivo = 14.26 + 4.63 = 18.89\ kN$$

La tensione di compressione massima vale :

$$\sigma_s = \frac{2R}{txc} = \frac{2x18.89x1000}{400x300} = 0.31\ Mpa$$

Le caratteristiche geometriche e meccaniche del pannello murario esistente sono di seguito riportate:

$t = 0.40\ m$
$c = 0.30\ m$
$\gamma = 16\ kN/mc$
$f_d = \frac{fm}{\gamma_M FC} = \frac{1.4}{3x1.35} = 0.35\ Mpa$

La verifica a compressione risulta soddisfatta:

$$f_d = = 0.35\ Mpa > \sigma_s = 0.31\ Mpa$$

Data, Settembre 2014

Il Progettista
(Ing. Piero SCIALPI)

_____