



COMUNE DI NAPOLI
 DIREZIONE CENTRALE PIANIFICAZIONE E GESTIONE DEL TERRITORIO - SITO UNESCO
 SERVIZIO PROGRAMMA UNESCO E VALORIZZAZIONE DELLA CITTA' STORICA

Programma Operativo Regionale FESR Campania 2007-2013
 Asse 6 Sviluppo urbano e qualità della vita
 Obiettivo operativo 6.2 - Napoli e area metropolitana
 Grande Progetto *Centro storico di Napoli valorizzazione del sito UNESCO*

COMPLESSO MONUMENTALE DI SAN PAOLO MAGGIORE



I Progettisti:

CFC GROUP S.R.L.
 Viale Kennedy 5 - 80124 Napoli
 P.IVA 06720040630

ing. Salvatore Mascolo
 cell. 3341207867
 e-mail. Salvatore.Mascolo@pec.it

COMUNE DI NAPOLI
 Città Metropolitana di Napoli



RESTAURO E RIFUNZIONALIZZAZIONE DEL COMPLESSO MONUMENTALE DI SAN PAOLO MAGGIORE

Interventi locali e/o di riparazione del piano terra, area Biblioteca, Sala Conferenze, Sagrestia, Museo del Tesoro, Bar

R3

Tabulati di calcolo

Il committente	Il direttore dei lavori	L'impresa esecutrice	Il Collaudatore	REV.01
				10/2021

SOPPALCO

INFORMAZIONI GENERALI

Comune Comune di Napoli (NA)

Oggetto Intervento locale
Normativa di riferimento D.M. 17/01/2018

La presente relazione ha per oggetto il progetto e la verifica di un soppalco da realizzarsi con struttura in acciaio e semplice orditura e tavolato in legno, copre una superficie di circa $6,88\text{m}^2$ con una luce di calcolo di $2,75\text{m}$.

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali:

- **Acciaio da Carpenteria Metallica S275**

$f_{yd} = 275,00 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo dell'acciaio

$E = 210000 \text{ N/mm}^2$ Modulo di Elasticità

- **Legno Lamellare q124h**

$f_{m,g,k} = 24 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica a flessione

$f_{v,g,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica a taglio

$E_{0,mean} = 11600 \text{ N/mm}^2$ modulo di elasticità

$G_{0,mean} = 720 \text{ N/mm}^2$ modulo di taglio

- **Muratura esistente in tufo**

Livello di Conoscenza LC1

$f_m = 1,40 \text{ N/mm}^2$ resistenza media a compressione

$w = 16,00 \text{ kN/m}^3$ peso specifico medio della muratura

Nel seguito saranno condotte le analisi e le verifiche di sicurezza.

ANALISI CARICHI

- **Carichi Permanenti Strutturali**

Elemento	Peso Proprio [kN/m]
Travi di falda IPE 100	0,081

In conclusione G_{1k} risulta pari a **0,081 kN/m**

- **Carichi Permanenti non Strutturali**

Elemento	Peso Proprio [kN/m ²]
Tavolato in legno lamellare	0,19

In conclusione G_{2k} risulta pari a **0,19 kN/m²**.

- ***Carichi Accidentali***

Per i carichi accidentali uniformemente distribuiti, vista la destinazione d'uso del soppalco (deposito, archivi), facendo riferimento alla Cat. E della Tab. 3.1.II del DM 17.01.2018, il carico risulta pari a $6,00 \text{ kN/m}^2$. Pertanto, tale carico indicato con Q_k viene posto pari a **$6,00 \text{ kN/m}^2$** .

ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI – TRAVE IPE 100

La definizione del carico agente avviene considerando un interasse (l_T) tra le travi di 0,50 m che permette di definire un carico agente pari a:

$$\text{Combinazione SLU: } q_d = \gamma_{G1} G_{1k} + l_T(\gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_Q Q_k) = \mathbf{4,75 \text{ kN/m}}$$

Considerando inoltre una luce della trave pari a 2,75 m si possono definire le sollecitazioni massime allo SLU agenti, facendo riferimento a vantaggio di sicurezza ad una condizione di vincolo del tipo "trave appoggiata-appoggiata" per il calcolo del momento in mezzeria ed una condizione di vincolo "incastro-incastro" per il calcolo del momento flettente agli estremi:

$$M_{Ed, \text{mezzeria}} = q_d l^2/8 = \mathbf{4,49 \text{ kNm}}$$

$$M_{Ed, \text{estremi}} = q_d l^2/12 = \mathbf{2,99 \text{ kNm}}$$

$$V_{Ed} = q_d l/2 = \mathbf{6,53 \text{ kN}}$$

VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO (SLU) – TRAVE IPE 100

Facendo riferimento alle indicazioni riportate nel par. 4.2.4.1.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 si determina il Momento Resistente e il taglio resistente della trave di riferimento pari a:

$$M_{c,Rd} = W_{el} f_{yd} = 34200 \text{ mm}^3 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 = \mathbf{8,96 \text{ kNm}}$$

$$V_{c,Rd} = A_v f_{yd} / \sqrt{3} = 508 \text{ mm}^2 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 / \sqrt{3} = \mathbf{76,82 \text{ kN}}$$

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

VERIFICA STATI LIMITE DI ESERCIZIO – TRAVE IPE 100

Secondo le indicazioni del par. 4.2.4.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 "il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$ ", dove δ_1 è il valore di spostamento dovuto ai carichi permanenti e δ_2 è quello dovuto ai carichi variabili. La norma impone dei limiti da rispettare nella tab. 4.2.XII per le costruzioni ordinarie per i valori di δ_{tot}/L e δ_2/L .

Conducendo le verifiche per le sezioni in oggetto si ottiene:

$$\delta_1 = 0,36 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 6,22 \text{ mm} < L/300 = 9,17 \text{ mm}$$

$$\delta_{tot} = 6,59 \text{ mm} < L/250 = 11,00 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta (i limiti sono relativi ai "solai in generale" di tab. 4.2.XII).

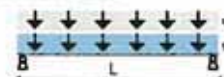
VERIFICA TAVOLATO IN LEGNO

Sui profilati IPE viene posizionato un tavolato in legno lamellare Glh24, siccome l'interasse tra le travi IPE è di 0,50m e il carico complessivo in esercizio a mq è di circa 6 kN/m^2 , si può notare dalla tabella seguente che al raddoppiare della luce di calcolo, lo spessore del pannello raddoppia anch'esso.

Quindi per un interasse di 0,50m sarebbe necessario un pannello dallo spessore sicuramente inferiore a 50mm come quello scelto.

TABELLA DI PREDIMENSIONAMENTO : CRITERI DI ECCELLENZA

Carichi fissi + carico d'esercizio.
Peso proprio del pannello già considerato.



TRAVI A CAMPATA SINGOLA
Portata oltre al peso proprio (già considerato)

g+q=p	Lunghezza della campata L									
	3,00 m	3,50 m	4,00 m	4,50 m	5,00 m	5,50 m	6,00 m	6,50 m	7,00 m	7,50
2,0 kN/m ²	80 mm	80 mm	100 mm	100 mm	120 mm	140 mm	140 mm	160 mm	180 mm	180 mm
3,0 kN/m ²	80 mm	100 mm	100 mm	120 mm	140 mm	140 mm	160 mm	180 mm	180 mm	200 mm
4,0 kN/m ²	80 mm	100 mm	120 mm	140 mm	140 mm	160 mm	180 mm	180 mm	200 mm	220 mm
5,0 kN/m ²	100 mm	100 mm	120 mm	140 mm	160 mm	160 mm	180 mm	200 mm	220 mm	220 mm
6,0 kN/m ²	100 mm	120 mm	140 mm	140 mm	160 mm	180 mm	200 mm	200 mm	220 mm	240 mm
7,0 kN/m ²	100 mm	120 mm	140 mm	160 mm	160 mm	180 mm	200 mm	220 mm	240 mm	su richiesta
8,0 kN/m ²	100 mm	120 mm	140 mm	160 mm	180 mm	200 mm	200 mm	220 mm	240 mm	su richiesta

VERIFICA APPOGGI

I profili in acciaio sono posti direttamente a contatto con la muratura sottostante, tuttavia al fine di irrigidire gli appoggi saranno posti in opera dei cuscinetti realizzati con mattoni pieni.

Lo scarico, quindi, sulla muratura esistente sarà uniformemente distribuito lungo tutta la superficie di contatto tra i due elementi strutturali. Considerando lo scarico direttamente sulla muratura sottostante (condizione a vantaggio di sicurezza) che risulta pari taglio sollecitante, ovvero 6,53 kN. Tale scarico va distribuito su una superficie di 0,014 m² (0,25m x 0,055 m) per cui si ha una tensione media sulla muratura a contatto di 47,48 N/cm², ampiamente compatibile con le caratteristiche meccaniche di resistenza a compressione della muratura esistente in tufo (valore minimo della resistenza media a compressione indicato dalla normativa vigente e riportato nella tabella C8A.2.1 è pari a 140N/cm²).

Tutte le verifiche sono ampiamente soddisfatte.

Gragnano(NA), il 15/04/2021



Il Verificatore Strutturale

TABULATI DI CALCOLO INTERVENTO n°2.1

INFORMAZIONI GENERALI

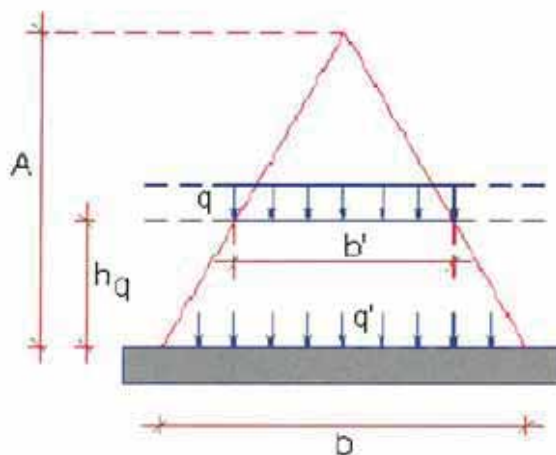
Comune	Comune di Napoli (NA)
Oggetto	Intervento locale
Normativa di riferimento	D.M. 17/01/2018

Con la presente relazione si esegue il progetto e la verifica dell'architrave identificato come intervento n. 2.1, il seguente architrave presenta una luce netta di 1,54m e poggia su un muro dallo spessore di 1,22m, su tale elemento strutturale si considera lo scarico di una volta che presenta una luce di 4,06m.

Per valutare i carichi agenti sull'architrave vengono seguite le indicazioni della norma DIN 1053 (dicembre 1952).

In pratica il problema viene semplificato ipotizzando che sopra di esso si generi un effetto di volta scaricante ai lati, quindi si considerano gravanti solo il peso della porzione di muratura compresa in un triangolo equilatero al di sopra dell'architrave avente per lato la luce dell'architrave stesso.

I carichi uniformemente distribuiti, al di sopra del triangolo di carico, dovuti ad eventuali solai sono trascurati nel calcolo dell'architrave, mentre i carichi delle volte che agiscono all'interno del triangolo di carico si considerano solo per il tratto intercettato dal triangolo di carico.



Le verifiche svolte sull'architrave in cls saranno di due tipi:

- Verifiche di resistenza allo SLU;
- Verifica di deformabilità allo SLE.

Materiali

- Acciaio da carpenteria metallica S275

$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica dell'acciaio

$f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo dell'acciaio

$E = 210000 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico

- Murature esistente in tufo

Livello di Conoscenza LC1

$f_m = 1,40 \text{ N/mm}^2$ resistenza media a compressione

$w = 16,00 \text{ kN/m}^3$ peso specifico medio della muratura

Analisi dei carichi agenti sull'architrave

Per determinare i carichi a metro lineare agenti sull'architrave, occorre determinare le caratteristiche geometriche del triangolo di carico equilatero che sovrasta l'architrave stesso

Luce di calcolo dell'architrave: $L = 1,79 \text{ [m]}$

Appoggio architrave $a = 0,25 \text{ [m]}$

Altezza del triangolo di carico: $A = 1,79 \text{ [m]}$

Spessore della muratura sopra l'architrave: $t = 1,22 \text{ [m]}$

Larghezza della striscia di volta intercettata dall'architrave (in sicurezza): $b' = 1,79 \text{ [m]}$

Carichi permanenti strutturali volta: $G_{1k} = 7,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Carichi permanenti non strutturali agenti sulla volta: $G_{2k} = 2,50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Carichi accidentali agenti sulla volta (Cat. E tab.3.1.II): $Q_k = 6,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

A vantaggio di sicurezza si ipotizza che il campo di volta scarichi sull'architrave per una larghezza pari alla lunghezza di calcolo dell'architrave stessa.

Luce totale della volta gravante sull'architrave: $L = 4,06 \text{ [m]}$

Luce d'influenza della volta gravante sull'architrave: $i = L/2 = 2,03 \text{ [m]}$

$F_d = i * (\gamma_{g1} * G_{1k} + \gamma_{g2} * G_{2k} + \gamma_q * Q_k) = 44,36 \text{ [kN/m]}$

Carico trasmesso dalla volta sull'architrave: $F'_d = F_d * b' / b = 44,36 \text{ [kN/m]}$

Carico trasmesso dalla muratura: $F_m (G_{2k}) = \gamma_{g2} * w * t * A = 52,41 \text{ [kN/m]}$

Progetto della Sezione

Lo schema di calcolo dell'architrave, a vantaggio di sicurezza, può essere definito come quello di una trave appoggiata – appoggiata considerando la luce pari alla distanza tra gli interassi degli appoggi sulla muratura (25cm). Ovviamente tale schema massimizza il momento in mezzeria, agli appoggi sarà considerato un momento pari a quello in mezzeria in modo da massimizzare la sicurezza del sistema. Ipotizzando di porre in opera tre profilati HE 140 A, si passa al calcolo del carico sollecitante.

Considerando quindi un carico agente di q [kN/m] = $F_d + F_m + F_{HE} = 97,73$ kN/m si può definire il momento massimo che sollecita l'architrave $M_{Ed} = ql^2/8 = 39,14$ kNm. Inoltre, è possibile definire il taglio massimo sollecitante pari a $V_{Ed} = ql/2 = 87,47$ kN.

Verifiche di Resistenza (SLU)

Facendo riferimento alle indicazioni riportate nel par. 4.2.4.1.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 si determina il Momento Resistente e il taglio resistente della singola trave HE 140 A:

$$M_{c,Rd,i} = W_{el}f_{yd} = 155400 \text{ mm}^3 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 = 40,70 \text{ kNm}$$
$$V_{c,Rd,i} = A_v f_{yd} / \sqrt{3} = 1012 \text{ mm}^2 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 / \sqrt{3} = 153,03 \text{ kN}$$

Mettendo in opera tre profilati metallici ad opportuno interasse, poiché il setto murario presenta uno spessore considerevole (1,22 m), si ottiene un momento resistente e taglio resistente complessivo di seguito riportati:

$$M_{c,Rd} = M_{c,Rd,i} * 3 = 122,10 \text{ kNm}$$
$$V_{c,Rd} = V_{c,Rd,i} * 3 = 459,08 \text{ kN}$$

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Secondo le indicazioni del par. 4.2.4.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 "il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$ ", dove δ_1 è il valore di spostamento dovuto ai carichi permanenti e δ_2 è quello dovuto ai carichi variabili. La norma impone dei limiti da rispettare nella tab. 4.2.XI per le costruzioni ordinarie per i valori di δ_{tot}/L e δ_2/L .

Conducendo le verifiche per le sezioni in oggetto, visto che verranno posti in opera tre profili e che quindi su ognuno di essi agisce l'un terzo del carico gravante sull'intero sistema architrave, si ottiene:

$$\delta_1 = 1,13 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 0,25 \text{ mm} < L/300 = 5,97 \text{ mm}$$

$$\delta_{tot} = 1,38 \text{ mm} < L/250 = 7,16 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta (i limiti sono relativi ai "solai in generale" di tab. 4.2.XII).

Verifica scarico sulla muratura

I profili in acciaio sono posti direttamente a contatto con la muratura sottostante, tuttavia al fine di irrigidire gli appoggi saranno posti in opera dei cuscinetti realizzati con mattoni pieni.

Lo scarico, quindi, sulla muratura esistente sarà uniformemente distribuito lungo tutta la superficie di contatto tra i due elementi strutturali. Considerando lo scarico sulla muratura sottostante che risulta pari taglio sollecitante sul sistema architrave, ovvero 87,47 kN. Tale scarico va distribuito su una superficie di $0,105 \text{ m}^2$ ($0,25 \text{ m} \times 0,14 \text{ m} \times 3$) per cui si ha una tensione media sulla muratura a contatto di $83,30 \text{ N/cm}^2$, ampiamente compatibile con le caratteristiche meccaniche di resistenza a compressione della muratura esistente in tufo (valore minimo della resistenza media a compressione indicato dalla normativa vigente e riportato nella tabella C8.5.I è pari a 140 N/cm^2).

Gragnano, il 15/04/2021

Il Progettista Strutturale



TABULATI DI CALCOLO INTERVENTO n°2.2

INFORMAZIONI GENERALI

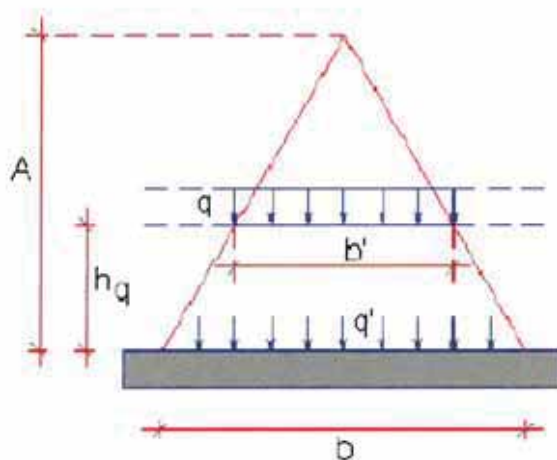
Comune	Comune di Napoli (NA)
Oggetto	Intervento locale
Normativa di riferimento	D.M. 17/01/2018

Con la presente relazione si esegue il progetto e la verifica dell'architrave identificato come intervento n. 2.2, il seguente architrave presenta una luce netta di 1,15m e poggia su un muro dallo spessore di 0,65m, su tale elemento non scarica alcuna volta.

Per valutare i carichi agenti sull'architrave vengono seguite le indicazioni della norma DIN 1053 (dicembre 1952).

In pratica il problema viene semplificato ipotizzando che sopra di esso si generi un effetto di volta scaricante ai lati, quindi si considerano gravanti solo il peso della porzione di muratura compresa in un triangolo equilatero al di sopra dell'architrave avente per lato la luce dell'architrave stesso.

I carichi uniformemente distribuiti, al di sopra del triangolo di carico, dovuti ad eventuali volte sono trascurati nel calcolo dell'architrave, mentre i carichi delle volte che agiscono all'interno del triangolo di carico si considerano solo per il tratto intercettato dal triangolo di carico.



Le verifiche svolte sull'architrave in cls saranno di due tipi:

- Verifiche di resistenza allo SLU;
- Verifica di deformabilità allo SLE.

Materiali

- Acciaio da carpenteria metallica S275

$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica dell'acciaio
$f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo dell'acciaio
$E = 210000 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico

- Murature esistenti in tufo

Livello di Conoscenza LC1

$f_m = 1,40 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a compressione
$w = 16,00 \text{ kN/m}^3$	peso specifico medio della muratura

Analisi dei carichi agenti sull'architrave

Per determinare i carichi a metro lineare agenti sull'architrave, occorre determinare le caratteristiche geometriche del triangolo di carico equilatero che sovrasta l'architrave stesso

Luce di calcolo dell'architrave: $L = 1,40 \text{ [m]}$

Appoggio architrave $a = 0,25 \text{ [m]}$

Altezza del triangolo di carico: $A = 1,40 \text{ [m]}$

Spessore della muratura sopra l'architrave: $t = 0,65 \text{ [m]}$

Larghezza della striscia di volta intercettata dall'architrave (in sicurezza): $b' = 1,40 \text{ [m]}$

Carichi permanenti strutturali volta: $G_{1k} = 7,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Carichi permanenti non strutturali agenti sulla volta: $G_{2k} = 2,50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Carichi accidentali agenti sulla volta (Cat. E tab.3.1.II): $Q_k = 6,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

A vantaggio di sicurezza si ipotizza che il campo di volta scarichi sull'architrave per una larghezza pari alla lunghezza di calcolo dell'architrave stessa. In tal caso, come precedentemente detto, non vi scarica alcuna volta pertanto si ha una luce nulla.

Luce totale delle volte gravanti sull'architrave: $L = 0,00 \text{ [m]}$

Luce d'influenza delle volte gravanti sull'architrave: $i = L/2 = 0,07 \text{ [m]}$

$F_d = i * (\gamma_{G1} * G_{1k} + \gamma_{G2} * G_{2k} + \gamma_Q * Q_k) = 0,00 \text{ [kN/m]}$

Carico trasmesso dalla volta sull'architrave: $F'_d = F_d * b' / b = 0,00 \text{ [kN/m]}$

Carico trasmesso dalla muratura: $F_m (G_{2k}) = \gamma_{G2} * w * t * A = 21,84 \text{ [kN/m]}$

Progetto della Sezione

Lo schema di calcolo dell'architrave, a vantaggio di sicurezza, può essere definito come quello di una trave appoggiata – appoggiata considerando la luce pari alla distanza tra gli interassi degli appoggi sulla muratura (25cm). Ovviamente tale schema massimizza il momento in mezzeria, agli appoggi sarà considerato un momento pari a quello in mezzeria in modo da massimizzare la sicurezza del sistema. Ipotizzando di porre in opera due profilati HE 140 A, si passa al calcolo del carico sollecitante.

Considerando quindi un carico agente di $q \text{ [kN/m]} = F_d + F_m + F_{HE} = 22,48 \text{ kN/m}$ si può definire il momento massimo che sollecita l'architrave $M_{Ed} = ql^2/8 = 5,51 \text{ kNm}$. Inoltre, è possibile definire il taglio massimo sollecitante pari a $V_{Ed} = ql/2 = 15,74 \text{ kN}$.

Verifiche di Resistenza (SLU)

Facendo riferimento alle indicazioni riportate nel par. 4.2.4.1.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 si determina il Momento Resistente e il taglio resistente della singola trave HE 140 A:

$$M_{c,Rd,i} = W_{el} f_{yd} = 155400 \text{ mm}^3 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 = 40,70 \text{ kNm}$$
$$V_{c,Rd,i} = A_v f_{yd} / \sqrt{3} = 1012 \text{ mm}^2 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 / \sqrt{3} = 153,03 \text{ kN}$$

Mettendo in opera due profilati metallici affiancati e collegati a mezzo di apposite barre filettate, si ottiene un momento resistente e taglio resistente complessivo di seguito riportati:

$$M_{c,Rd} = M_{c,Rd,i} * 2 = 81,40 \text{ kNm}$$
$$V_{c,Rd} = V_{c,Rd,i} * 2 = 306,05 \text{ kN}$$

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Secondo le indicazioni del par. 4.2.4.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 "il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2''$, dove δ_1 è il valore di spostamento dovuto ai carichi permanenti e δ_2 è quello dovuto ai carichi variabili. La norma impone dei limiti da rispettare nella tab. 4.2.XII per le costruzioni ordinarie per i valori di δ_{tot}/L e δ_2/L .

Conducendo le verifiche per le sezioni in oggetto, visto che verranno posti in opera due profili e che quindi su ognuno di essi agisce la metà del carico gravante sull'intero sistema architrave, si ottiene:

$$\delta_1 = 0,17 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 0,00 \text{ mm} < L/300 = 4,67 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{tot}} = 0,17 \text{ mm} < L/250 = 5,60 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta (i limiti sono relativi ai "solai in generale" di tab. 4.2.XII).

Verifica scarico sulla muratura

I profili in acciaio sono posti direttamente a contatto con la muratura sottostante, tuttavia al fine di irrigidire gli appoggi saranno posti in opera dei cuscinetti realizzati con mattoni pieni.

Lo scarico, quindi, sulla muratura esistente sarà uniformemente distribuito lungo tutta la superficie di contatto tra i due elementi strutturali. Considerando lo scarico sulla muratura sottostante che risulta pari taglio sollecitante sul sistema architrave, ovvero 15,74 kN. Tale scarico va distribuito su una superficie di 0,070 m² (0,25 m x 0,14 m x 2), considerata a vantaggio di sicurezza, per cui si ha una tensione media sulla muratura a contatto di 22,48 N/cm², ampiamente compatibile con le caratteristiche meccaniche di resistenza a compressione della muratura esistente in tufo (valore minimo della resistenza media a compressione indicato dalla normativa vigente e riportato nella tabella C8.5.I è pari a 140N/cm²).

Gagnano, il 10/04/2021

Il Progettista Strutturale



TABULATI DI CALCOLO INTERVENTO n°2.3

INFORMAZIONI GENERALI

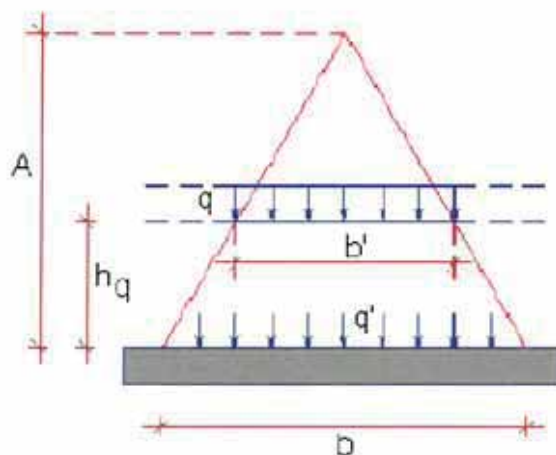
Comune	Comune di Napoli (NA)
Oggetto	Intervento locale
Normativa di riferimento	D.M. 17/01/2018

Con la presente relazione si esegue il progetto e la verifica dell'architrave identificato come intervento n. 2.3, il seguente architrave presenta una luce netta di 0,80m e poggia su un muro dallo spessore di 0,65m, su tale elemento scarica alcuna una volta dalla luce di 2,50m e la rampa delle scale per la quale si fa riferimento a una volta di 3,45m.

Per valutare i carichi agenti sull'architrave vengono seguite le indicazioni della norma DIN 1053 (dicembre 1952).

In pratica il problema viene semplificato ipotizzando che sopra di esso si generi un effetto di volta scaricante ai lati, quindi si considerano gravanti solo il peso della porzione di muratura compresa in un triangolo equilatero al di sopra dell'architrave avente per lato la luce dell'architrave stesso.

I carichi uniformemente distribuiti, al di sopra del triangolo di carico, dovuti ad eventuali volte sono trascurati nel calcolo dell'architrave, mentre i carichi delle volte che agiscono all'interno del triangolo di carico si considerano solo per il tratto intercettato dal triangolo di carico.



Le verifiche svolte sull'architrave in cls saranno di due tipi:

- Verifiche di resistenza allo SLU;
- Verifica di deformabilità allo SLE.

Materiali

- Acciaio da carpenteria metallica S275

$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica dell'acciaio
$f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo dell'acciaio
$E = 210000 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico

- Murature esistenti in tufo

Livello di Conoscenza LC1

$f_m = 1,40 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a compressione
$w = 16,00 \text{ kN/m}^3$	peso specifico medio della muratura

Analisi dei carichi agenti sull'architrave

Per determinare i carichi a metro lineare agenti sull'architrave, occorre determinare le caratteristiche geometriche del triangolo di carico equilatero che sovrasta l'architrave stesso

Luce di calcolo dell'architrave: $L = 1,05 \text{ [m]}$

Appoggio architrave $a = 0,25 \text{ [m]}$

Altezza del triangolo di carico: $A = 1,05 \text{ [m]}$

Spessore della muratura sopra l'architrave: $t = 0,65 \text{ [m]}$

Larghezza della striscia di volta intercettata dall'architrave (in sicurezza): $b' = 1,05 \text{ [m]}$

Carichi permanenti strutturali volta: $G_{1k} = 7,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Carichi permanenti non strutturali agenti sulla volta: $G_{2k} = 2,50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Carichi accidentali agenti sulla volta (Cat. E tab.3.1.II): $Q_k = 6,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

A vantaggio di sicurezza si ipotizza che il campo di volta scarichi sull'architrave per una larghezza pari alla lunghezza di calcolo dell'architrave stessa. In tal caso, come precedentemente detto, vi scaricano due volte che presentano una luce di influenza totale di $2,50\text{m} + 3,45\text{m} = 5,95\text{m}$.

Luce totale delle volte gravanti sull'architrave: $L = 5,95 \text{ [m]}$

Luce d'influenza delle volte gravanti sull'architrave: $i = L/2 = 2,98 \text{ [m]}$

$F_d = i * (\gamma_{g1} * G_{1k} + \gamma_{g2} * G_{2k} + \gamma_q * Q_k) = 65,00 \text{ [kN/m]}$

Carico trasmesso dalla volta sull'architrave: $F'_d = F_d * b' / b = 65,00 \text{ [kN/m]}$

Carico trasmesso dalla muratura: $F_m (G_{2k}) = \gamma_{G2} * w * t * A = 16,38 \text{ [kN/m]}$

Progetto della Sezione

Lo schema di calcolo dell'architrave, a vantaggio di sicurezza, può essere definito come quello di una trave appoggiata – appoggiata considerando la luce pari alla distanza tra gli interassi degli appoggi sulla muratura (25cm). Ovviamente tale schema massimizza il momento in mezzeria, agli appoggi sarà considerato un momento pari a quello in mezzeria in modo da massimizzare la sicurezza del sistema. Ipotizzando di porre in opera due profilati HE 140 A, si passa al calcolo del carico sollecitante.

Considerando quindi un carico agente di $q \text{ [kN/m]} = F_d + F_m + F_{HE} = 82,03 \text{ kN/m}$ si può definire il momento massimo che sollecita l'architrave $M_{Ed} = ql^2/8 = 11,30 \text{ kNm}$. Inoltre, è possibile definire il taglio massimo sollecitante pari a $V_{Ed} = ql/2 = 43,06 \text{ kN}$.

Verifiche di Resistenza (SLU)

Facendo riferimento alle indicazioni riportate nel par. 4.2.4.1.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 si determina il Momento Resistente e il taglio resistente della singola trave HE 140 A:

$$M_{c,Rd,i} = W_{el} f_{yd} = 155400 \text{ mm}^3 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 = 40,70 \text{ kNm}$$
$$V_{c,Rd,i} = A_v f_{yd} / \sqrt{3} = 1012 \text{ mm}^2 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 / \sqrt{3} = 153,03 \text{ kN}$$

Mettendo in opera due profilati metallici affiancati e collegati a mezzo di apposite barre filettate, si ottiene un momento resistente e taglio resistente complessivo di seguito riportati:

$$M_{c,Rd} = M_{c,Rd,i} * 2 = 81,40 \text{ kNm}$$
$$V_{c,Rd} = V_{c,Rd,i} * 2 = 306,05 \text{ kN}$$

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Secondo le indicazioni del par. 4.2.4.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 "il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2''$, dove δ_1 è il valore di spostamento dovuto ai carichi permanenti e δ_2 è quello dovuto ai carichi variabili. La norma impone dei limiti da rispettare nella tab. 4.2.XII per le costruzioni ordinarie per i valori di δ_{tot}/L e δ_2/L .

Conducendo le verifiche per le sezioni in oggetto, visto che verranno posti in opera due profili e che quindi su ognuno di essi agisce la metà del carico gravante sull'intero sistema architrave, si ottiene:

$$\delta_1 = 0,14 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 0,07 \text{ mm} < L/300 = 3,50 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{tot}} = 0,21 \text{ mm} < L/250 = 4,20 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta (i limiti sono relativi ai "solai in generale" di tab. 4.2.XII).

Verifica scarico sulla muratura

I profili in acciaio sono posti direttamente a contatto con la muratura sottostante, tuttavia al fine di irrigidire gli appoggi saranno posti in opera dei cuscinetti realizzati con mattoni pieni.

Lo scarico, quindi, sulla muratura esistente sarà uniformemente distribuito lungo tutta la superficie di contatto tra i due elementi strutturali. Considerando lo scarico sulla muratura sottostante che risulta pari taglio sollecitante sul sistema architrave, ovvero 43,06 kN. Tale scarico va distribuito su una superficie di 0,070 m² (0,25 m x 0,14 m x 2), considerata a vantaggio di sicurezza, per cui si ha una tensione media sulla muratura a contatto di 61,52 N/cm², ampiamente compatibile con le caratteristiche meccaniche di resistenza a compressione della muratura esistente in tufo (valore minimo della resistenza media a compressione indicato dalla normativa vigente e riportato nella tabella C8.5.I è pari a 140N/cm²).

Gragnano, il 10/04/2021

Il Progettista Strutturale



TABULATI DI CALCOLO INTERVENTO n°2.4

INFORMAZIONI GENERALI

Comune	Comune di Napoli (NA)
Oggetto	Intervento locale
Normativa di riferimento	D.M. 17/01/2018

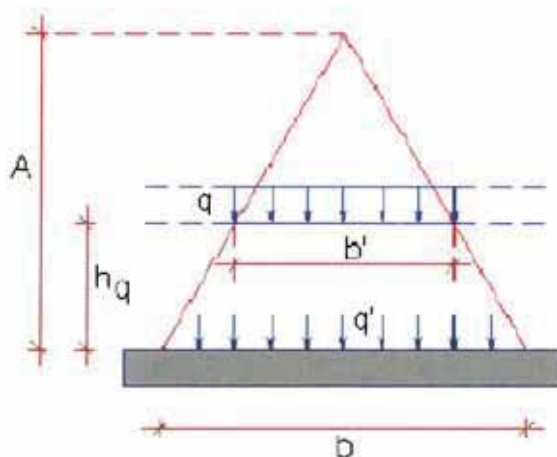
Con la presente relazione si esegue il progetto e la verifica dell'architrave identificato come intervento n. 2.4, il seguente architrave presenta una luce netta di 1,10m e poggia su un muro dallo spessore di 0,80m, su tale elemento non scarica alcuna volta ma è presente un'ulteriore architrave (intervento 2.5) che scarica un carico concentrato pari a 171,15kN che corrisponde al taglio del sistema architrave 2.5.

Tale scarico, a vantaggio di sicurezza, lo si considera agente sull'architrave 2.4 anche se non rientra nel triangolo di carico dell'architrave stesso.

Per valutare i carichi agenti sull'architrave vengono seguite le indicazioni della norma DIN 1053 (dicembre 1952).

In pratica il problema viene semplificato ipotizzando che sopra di esso si generi un effetto di volta scaricante ai lati, quindi si considerano gravanti solo il peso della porzione di muratura compresa in un triangolo equilatero al di sopra dell'architrave avente per lato la luce dell'architrave stesso.

I carichi uniformemente distribuiti, al di sopra del triangolo di carico, dovuti ad eventuali volte sono trascurati nel calcolo dell'architrave, mentre i carichi delle volte che agiscono all'interno del triangolo di carico si considerano solo per il tratto intercettato dal triangolo di carico.



Le verifiche svolte sull'architrave in cls saranno di due tipi:

- Verifiche di resistenza allo SLU;
- Verifica di deformabilità allo SLE.

Materiali

- Acciaio da carpenteria metallica S275

$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica dell'acciaio

$f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo dell'acciaio

$E = 210000 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico

- Murature esistente in tufo

Livello di Conoscenza LC1

$f_m = 1,40 \text{ N/mm}^2$ resistenza media a compressione

$w = 16,00 \text{ kN/m}^3$ peso specifico medio della muratura

Analisi dei carichi agenti sull'architrave

Per determinare i carichi a metro lineare agenti sull'architrave, occorre determinare le caratteristiche geometriche del triangolo di carico equilatero che sovrasta l'architrave stesso

Luce di calcolo dell'architrave: $L = 1,35 \text{ [m]}$

Appoggio architrave $a = 0,25 \text{ [m]}$

Altezza del triangolo di carico: $A = 1,05 \text{ [m]}$

Spessore della muratura sopra l'architrave: $t = 0,80 \text{ [m]}$

Larghezza della striscia di volta intercettata dall'architrave (in sicurezza): $b' = 1,35 \text{ [m]}$

Carichi permanenti strutturali volta: $G_{1k} = 7,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Carichi permanenti non strutturali agenti sulla volta: $G_{2k} = 2,50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Carichi accidentali agenti sulla volta (Cat. E tab.3.1.II): $Q_k = 6,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

A vantaggio di sicurezza si ipotizza che il campo di volta scarichi sull'architrave per una larghezza pari alla lunghezza di calcolo dell'architrave stessa. In tal caso, come precedentemente detto, non vi scarica alcuna volta ma è presente un carico concentrato in mezzeria pari a 171,15kN.

Luce totale delle volte gravanti sull'architrave: $L = 0,00 \text{ [m]}$

Luce d'influenza delle volte gravanti sull'architrave: $i = L/2 = 0,00 \text{ [m]}$

$F_d = i * (\gamma_{g1} * G_{1k} + \gamma_{g2} * G_{2k} + \gamma_q * Q_k) = 0,00 \text{ [kN/m]}$

Carico trasmesso dalla volta sull'architrave: $F'_d = F_d * b' / b = 0,00 \text{ [kN/m]}$

Carico trasmesso dall'architrave sovrastante 2.5: $Q_{SLU} = Q_{ED.2.5} = 171,15 [kN]$

Carico trasmesso dalla muratura: $F_m (G_{2k}) = \gamma_{G2} * w * t * A = 25,92 [kN/m]$

Progetto della Sezione

Lo schema di calcolo dell'architrave, a vantaggio di sicurezza, può essere definito come quello di una trave appoggiata – appoggiata considerando la luce pari alla distanza tra gli interassi degli appoggi sulla muratura (25cm). Ovviamente tale schema massimizza il momento in mezzeria, agli appoggi sarà considerato un momento pari a quello in mezzeria in modo da massimizzare la sicurezza del sistema. Ipotizzando di porre in opera due profilati HE 140 A, si passa al calcolo del carico sollecitante.

Considerando quindi un carico agente di $q [kN/m] = F_d + F_m + F_{HE} = 26,56 kN/m$ e $Q [kN] = 171,15 kN$, si può definire il momento massimo che sollecita l'architrave $M_{Ed} = ql^2/8 + Ql/4 = 63,81 kNm$. Inoltre, è possibile definire il taglio massimo sollecitante pari a $V_{Ed} = ql/2 + Q/2 = 103,50 kN$.

Verifiche di Resistenza (SLU)

Facendo riferimento alle indicazioni riportate nel par. 4.2.4.1.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 si determina il Momento Resistente e il taglio resistente della singola trave HE 140 A:

$$M_{c,Rd,i} = W_{el} f_{yd} = 155400 \text{ mm}^3 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 = 40,70 \text{ kNm}$$
$$V_{c,Rd,i} = A_v f_{yd} / \sqrt{3} = 1012 \text{ mm}^2 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 / \sqrt{3} = 153,03 \text{ kN}$$

Mettendo in opera due profilati metallici affiancati e collegati a mezzo di apposite barre filettate, si ottiene un momento resistente e taglio resistente complessivo di seguito riportati:

$$M_{c,Rd} = M_{c,Rd,i} * 2 = 81,40 \text{ kNm}$$
$$V_{c,Rd} = V_{c,Rd,i} * 2 = 306,05 \text{ kN}$$

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Secondo le indicazioni del par. 4.2.4.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 "il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$ ", dove δ_1 è il valore di spostamento dovuto ai carichi permanenti e δ_2 è quello dovuto ai carichi variabili. La norma impone dei limiti da rispettare nella tab. 4.2.XII per le costruzioni ordinarie per i valori di δ_{tot}/L e δ_2/L .

Conducendo le verifiche per le sezioni in oggetto, visto che verranno posti in opera due profili e che quindi su ognuno di essi agisce la metà del carico gravante sull'intero sistema architrave, si ottiene:

$$\delta_1 = 1,73 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 0,00 \text{ mm} < L/300 = 4,50 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{tot}} = 1,73 \text{ mm} < L/250 = 5,40 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta (i limiti sono relativi ai "solai in generale" di tab. 4.2.XII).

Verifica scarico sulla muratura

I profili in acciaio sono posti direttamente a contatto con la muratura sottostante, tuttavia al fine di irrigidire gli appoggi saranno posti in opera dei cuscinetti realizzati con mattoni pieni.

Lo scarico, quindi, sulla muratura esistente sarà uniformemente distribuito lungo tutta la superficie di contatto tra i due elementi strutturali. Considerando lo scarico sulla muratura sottostante che risulta pari taglio sollecitante sul sistema architrave, ovvero 103,50 kN. Tale scarico va distribuito su una superficie di 0,070 m² (0,25 m x 0,14 m x 2), considerata a vantaggio di sicurezza, per cui si ha una tensione media sulla muratura a contatto di 147,86 N/cm², che risulta non compatibile con le caratteristiche meccaniche di resistenza a compressione della muratura esistente in tufo (valore minimo della resistenza media a compressione indicato dalla normativa vigente e riportato nella tabella C8.5.I è pari a 140N/cm²).

Non risulta verificato avendo portato in considerazione un'area di contatto con la muratura molto più piccola di quella effettiva poiché non si è tenuto conto, a vantaggio di sicurezza della diffusione delle tensioni. Pertanto sull'area precedentemente determinata (0,070m²) si esegue la verifica delle tensioni su una muratura in mattoni pieni e malta di calce, che funge da cuscinetto. Il valore minimo della resistenza media a compressione indicato dalla normativa vigente e riportato nella tabella C8.5.I è pari a 260N/cm², ampiamente compatibile con la tensione di progetto precedentemente determinata, ovvero 147,86 N/cm².

A tal punto considerando la diffusione delle tensioni fino ad arrivare sulla muratura in tufo, si ha un'area di contatto pari alla larghezza del muro per la profondità di appoggio dei profili in acciaio, 0,80m x 0,25m = 0,20m². Noto quello che è il taglio sollecitante (103,50kN), si ottiene una tensione di contatto con la muratura in tufo pari a 51,75 N/cm² che risulta compatibile con le caratteristiche meccaniche di resistenza a compressione della muratura esistente in tufo.

Gragnano, il 10/04/2021

Il Progettista Strutturale

A circular blue professional stamp of the Italian Association of Structural Engineers (Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli). The stamp contains the text: "ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI NAPOLI", "SEZIONE DI NAPOLI", "SETTORE INGENNERIA STRUTTURALE", "INFORMAZIONE - SOSTITUZIONE", "N. ISCRIZ: 17159", and "PROF. ING. LUIGI...". A blue ink signature is written over the stamp.

TABULATI DI CALCOLO INTERVENTO n°2.5

INFORMAZIONI GENERALI

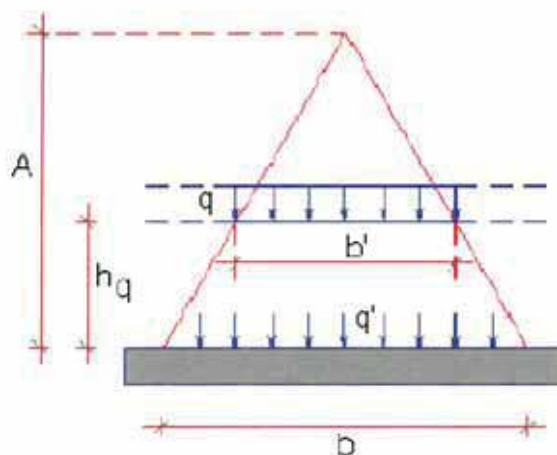
Comune	Comune di Napoli (NA)
Oggetto	Intervento locale
Normativa di riferimento	D.M. 17/01/2018

Con la presente relazione si esegue il progetto e la verifica dell'architrave identificato come intervento n. 2.5, il seguente architrave presenta una luce netta di 1,51m e poggia su un muro dallo spessore di 0,80m, su tale elemento strutturale scaricano due volte avente luci rispettivamente di 6,85m e 7,80m.

Per valutare i carichi agenti sull'architrave vengono seguite le indicazioni della norma DIN 1053 (dicembre 1952).

In pratica il problema viene semplificato ipotizzando che sopra di esso si generi un effetto di volta scaricante ai lati, quindi si considerano gravanti solo il peso della porzione di muratura compresa in un triangolo equilatero al di sopra dell'architrave avente per lato la luce dell'architrave stesso.

I carichi uniformemente distribuiti, al di sopra del triangolo di carico, dovuti ad eventuali volte sono trascurati nel calcolo dell'architrave, mentre i carichi delle volte che agiscono all'interno del triangolo di carico si considerano solo per il tratto intercettato dal triangolo di carico.



Le verifiche svolte sull'architrave in cls saranno di due tipi:

- Verifiche di resistenza allo SLU;
- Verifica di deformabilità allo SLE.

Materiali

- Acciaio da carpenteria metallica S275

$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica dell'acciaio

$f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo dell'acciaio

$E = 210000 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico

- Murature esistenti in tufo

Livello di Conoscenza LC1

$f_m = 1,40 \text{ N/mm}^2$ resistenza media a compressione

$w = 16,00 \text{ kN/m}^3$ peso specifico medio della muratura

Analisi dei carichi agenti sull'architrave

Per determinare i carichi a metro lineare agenti sull'architrave, occorre determinare le caratteristiche geometriche del triangolo di carico equilatero che sovrasta l'architrave stesso

Luce di calcolo dell'architrave: $L = 1,76 \text{ [m]}$

Appoggio architrave $a = 0,25 \text{ [m]}$

Altezza del triangolo di carico: $A = 1,76 \text{ [m]}$

Spessore della muratura sopra l'architrave: $t = 0,80 \text{ [m]}$

Larghezza della striscia di volta intercettata dall'architrave (in sicurezza): $b' = 1,76 \text{ [m]}$

Carichi permanenti strutturali volta: $G_{1k} = 7,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Carichi permanenti non strutturali agenti sulla volta: $G_{2k} = 2,50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Carichi accidentali agenti sulla volta (Cat. E tab.3.1.II): $Q_k = 6,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

A vantaggio di sicurezza si ipotizza che il campo di volta scarichi sull'architrave per una larghezza pari alla lunghezza di calcolo dell'architrave stessa. In tal caso, come precedentemente detto, vi scaricano due volte per una luce complessiva di $6,85 \text{ m} + 7,80 \text{ m} = 8,74 \text{ m}$.

Luce totale delle volte gravanti sull'architrave: $L = 14,65 \text{ [m]}$

Luce d'influenza delle volte gravanti sull'architrave: $i = L/2 = 7,33 \text{ [m]}$

$F_d = i * (\gamma_{g1} * G_{1k} + \gamma_{g2} * G_{2k} + \gamma_q * Q_k) = 160,05 \text{ [kN/m]}$

Carico trasmesso dalla volta sull'architrave: $F'_d = F_d * b' / b = 160,05 \text{ [kN/m]}$

Carico trasmesso dalla muratura: $F_m (G_{2k}) = \gamma_{g2} * w * t * A = 33,79 \text{ [kN/m]}$

Progetto della Sezione

Lo schema di calcolo dell'architrave, a vantaggio di sicurezza, può essere definito come quello di una trave appoggiata – appoggiata considerando la luce pari alla distanza tra gli interassi degli appoggi sulla muratura (25cm). Ovviamente tale schema massimizza il momento in mezzeria, agli appoggi sarà considerato un momento pari a quello in mezzeria in modo da massimizzare la sicurezza del sistema. Ipotizzando di porre in opera due profilati HE 140 A, si passa al calcolo del carico sollecitante.

Considerando quindi un carico agente di $q \text{ [kN/m]} = F_d + F_m + F_{HE} = 194,49 \text{ kN/m}$ si può definire il momento massimo che sollecita l'architrave $M_{Ed} = ql^2/8 = 75,30 \text{ kNm}$. Inoltre, è possibile definire il taglio massimo sollecitante pari a $V_{Ed} = ql/2 = 171,15 \text{ kN}$.

Verifiche di Resistenza (SLU)

Facendo riferimento alle indicazioni riportate nel par. 4.2.4.1.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 si determina il Momento Resistente e il taglio resistente della singola trave HE 140 A:

$$M_{C,Rd,i} = W_{el} f_{yd} = 155400 \text{ mm}^3 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 = 40,70 \text{ kNm}$$
$$V_{C,Rd,i} = A_v f_{yd} / \sqrt{3} = 1012 \text{ mm}^2 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 / \sqrt{3} = 153,03 \text{ kN}$$

Mettendo in opera due profilati metallici affiancati e collegati a mezzo di apposite barre filettate, si ottiene un momento resistente e taglio resistente complessivo di seguito riportati:

$$M_{C,Rd} = M_{C,Rd,i} * 2 = 81,40 \text{ kNm}$$
$$V_{C,Rd} = V_{C,Rd,i} * 2 = 306,05 \text{ kN}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Secondo le indicazioni del par. 4.2.4.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 "il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2''$, dove δ_1 è il valore di spostamento dovuto ai carichi permanenti e δ_2 è quello dovuto ai carichi variabili. La norma impone dei limiti da rispettare nella tab. 4.2.XII per le costruzioni ordinarie per i valori di δ_{tot}/L e δ_2/L .

Conducendo le verifiche per le sezioni in oggetto, visto che verranno posti in opera due profili e che quindi su ognuno di essi agisce la metà del carico gravante sull'intero sistema architrave, si ottiene:

$$\delta_1 = 2,67 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 1,27 \text{ mm} < L/300 = 5,87 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{tot}} = 3,93 \text{ mm} < L/250 = 7,04 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta (i limiti sono relativi ai "solai in generale" di tab. 4.2.XII).

Verifica scarico sulla muratura

I profili in acciaio sono posti direttamente a contatto con la muratura sottostante, tuttavia al fine di irrigidire gli appoggi saranno posti in opera dei cuscinetti realizzati con mattoni pieni.

Lo scarico, quindi, sulla muratura esistente sarà uniformemente distribuito lungo tutta la superficie di contatto tra i due elementi strutturali. Considerando lo scarico sulla muratura sottostante che risulta pari taglio sollecitante sul sistema architrave, ovvero 171,15 kN. Tale scarico va distribuito su una superficie di 0,070 m² (0,25 m x 0,14 m x 2), considerata a vantaggio di sicurezza, per cui si ha una tensione media sulla muratura a contatto di 244,50 N/cm², che risulta non compatibile con le caratteristiche meccaniche di resistenza a compressione della muratura esistente in tufo (valore minimo della resistenza media a compressione indicato dalla normativa vigente e riportato nella tabella C8.5.I è pari a 140N/cm²).

Non risulta verificato avendo portato in considerazione un'area di contatto con la muratura molto più piccola di quella effettiva poiché non si è tenuto conto, a vantaggio di sicurezza della diffusione delle tensioni. Pertanto sull'area precedentemente determinata (0,070m²) si esegue la verifica delle tensioni su una muratura in mattoni pieni e malta di calce, che funge da cuscinetto. Il valore minimo della resistenza media a compressione indicato dalla normativa vigente e riportato nella tabella C8.5.I è pari a 260N/cm², compatibile con la tensione di progetto precedentemente determinata, ovvero 244,50 N/cm².

A tal punto considerando la diffusione delle tensioni fino ad arrivare sulla muratura in tufo, si ha un'area di contatto pari alla larghezza del muro per la profondità di appoggio dei profili in acciaio, 0,80m x 0,25m = 0,20m². Noto quello che è il taglio sollecitante (171,15kN), si ottiene una tensione di contatto con la muratura in tufo pari a 85,57 N/cm² che risulta compatibile con le caratteristiche meccaniche di resistenza a compressione della muratura esistente in tufo.

Gragnano, il 10/04/2021

Il Progettista Strutturale



TABULATI DI CALCOLO INTERVENTO n°2.6

INFORMAZIONI GENERALI

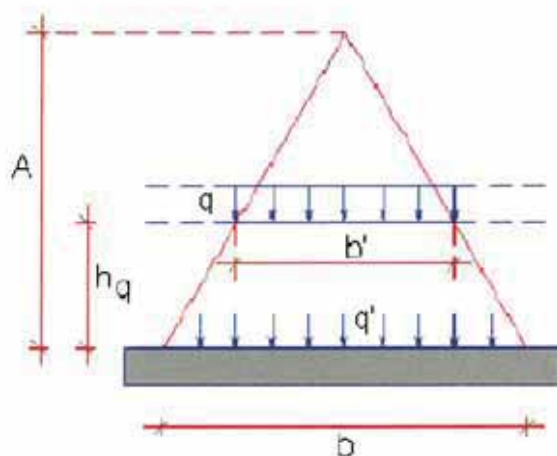
Comune	Comune di Napoli (NA)
Oggetto	Intervento locale
Normativa di riferimento	D.M. 17/01/2018

Con la presente relazione si esegue il progetto e la verifica dell'architrave identificato come intervento n. 2.6, il seguente architrave presenta una luce netta di 2,19m e poggia su un muro dallo spessore di 0,43m, su tale elemento strutturale non scarica nessuna volta.

Per valutare i carichi agenti sull'architrave vengono seguite le indicazioni della norma DIN 1053 (dicembre 1952).

In pratica il problema viene semplificato ipotizzando che sopra di esso si generi un effetto di volta scaricante ai lati, quindi si considerano gravanti solo il peso della porzione di muratura compresa in un triangolo equilatero al di sopra dell'architrave avente per lato la luce dell'architrave stesso.

I carichi uniformemente distribuiti, al di sopra del triangolo di carico, dovuti ad eventuali volte sono trascurati nel calcolo dell'architrave, mentre i carichi delle volte che agiscono all'interno del triangolo di carico si considerano solo per il tratto intercettato dal triangolo di carico.



Le verifiche svolte sull'architrave in cls saranno di due tipi:

- Verifiche di resistenza allo SLU;
- Verifica di deformabilità allo SLE.

Materiali

- Acciaio da carpenteria metallica S275

$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica dell'acciaio
$f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo dell'acciaio
$E = 210000 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico

- Murature esistente in tufo

Livello di Conoscenza LC1

$f_m = 1,40 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a compressione
$w = 16,00 \text{ kN/m}^3$	peso specifico medio della muratura

Analisi dei carichi agenti sull'architrave

Per determinare i carichi a metro lineare agenti sull'architrave, occorre determinare le caratteristiche geometriche del triangolo di carico equilatero che sovrasta l'architrave stesso

Luce di calcolo dell'architrave: $L = 2,44 \text{ [m]}$

Appoggio architrave $a = 0,25 \text{ [m]}$

Altezza del triangolo di carico: $A = 2,44 \text{ [m]}$

Spessore della muratura sopra l'architrave: $t = 0,43 \text{ [m]}$

Larghezza della striscia di volta intercettata dall'architrave (in sicurezza): $b' = 2,44 \text{ [m]}$

Carichi permanenti strutturali volta: $G_{1k} = 7,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Carichi permanenti non strutturali agenti sulla volta: $G_{2k} = 2,50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Carichi accidentali agenti sulla volta (Cat. E tab.3.1.II): $Q_k = 6,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

A vantaggio di sicurezza si ipotizza che il campo di volta scarichi sull'architrave per una larghezza pari alla lunghezza di calcolo dell'architrave stessa. In tal caso, come precedentemente detto, non vi scarica nessuna volta.

Luce totale della volta gravante sull'architrave: $L = 0,00 \text{ [m]}$

Luce d'influenza della volta gravante sull'architrave: $i = L/2 = 0,00 \text{ [m]}$

$F_d = i * (\gamma_{g1} * G_{1k} + \gamma_{g2} * G_{2k} + \gamma_q * Q_k) = 0,00 \text{ [kN/m]}$

Carico trasmesso dalla volta sull'architrave: $F'_d = F_d * b' / b = 0,00 \text{ [kN/m]}$

Carico trasmesso dalla muratura: $F_m (G_{2k}) = \gamma_{G2} * w * t * A = 25,18 \text{ [kN/m]}$

Progetto della Sezione

Lo schema di calcolo dell'architrave, a vantaggio di sicurezza, può essere definito come quello di una trave appoggiata – appoggiata considerando la luce pari alla distanza tra gli interassi degli appoggi sulla muratura (25cm). Ovviamente tale schema massimizza il momento in mezzeria, agli appoggi sarà considerato un momento pari a quello in mezzeria in modo da massimizzare la sicurezza del sistema. Ipotizzando di porre in opera due profilati HE 140 A, si passa al calcolo del carico sollecitante.

Considerando quindi un carico agente di $q \text{ [kN/m]} = F_d + F_m + F_{HE} = 25,82 \text{ kN/m}$ si può definire il momento massimo che sollecita l'architrave $M_{Ed} = ql^2/8 = 19,22 \text{ kNm}$. Inoltre, è possibile definire il taglio massimo sollecitante pari a $V_{Ed} = ql/2 = 31,50 \text{ kN}$.

Verifiche di Resistenza (SLU)

Facendo riferimento alle indicazioni riportate nel par. 4.2.4.1.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 si determina il Momento Resistente e il taglio resistente della singola trave HE 140 A:

$$M_{c,Rd,i} = W_e f_{yd} = 155400 \text{ mm}^3 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 = 40,70 \text{ kNm}$$
$$V_{c,Rd,i} = A_v f_{yd} / \sqrt{3} = 1012 \text{ mm}^2 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 / \sqrt{3} = 153,03 \text{ kN}$$

Mettendo in opera due profilati metallici affiancati e collegati a mezzo di apposite barre filettate, si ottiene un momento resistente e taglio resistente complessivo di seguito riportati:

$$M_{c,Rd} = M_{c,Rd,i} * 2 = 81,40 \text{ kNm}$$
$$V_{c,Rd} = V_{c,Rd,i} * 2 = 306,05 \text{ kN}$$

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Secondo le indicazioni del par. 4.2.4.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 "il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$ ", dove δ_1 è il valore di spostamento dovuto ai carichi permanenti e δ_2 è quello dovuto ai carichi variabili. La norma impone dei limiti da rispettare nella tab. 4.2.XII per le costruzioni ordinarie per i valori di δ_{tot}/L e δ_2/L .

Conducendo le verifiche per le sezioni in oggetto, visto che verranno posti in opera due profili e che quindi su ognuno di essi agisce la metà del carico gravante sull'intero sistema architrave, si ottiene:

$$\delta_1 = 1,84 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 0,00 \text{ mm} < L/300 = 8,13 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{tot}} = 1,84 \text{ mm} < L/250 = 9,76 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta (i limiti sono relativi ai "solai in generale" di tab. 4.2.XII).

Verifica scarico sulla muratura

I profili in acciaio sono posti direttamente a contatto con la muratura sottostante, tuttavia al fine di irrigidire gli appoggi saranno posti in opera dei cuscinetti realizzati con mattoni pieni.

Lo scarico, quindi, sulla muratura esistente sarà uniformemente distribuito lungo tutta la superficie di contatto tra i due elementi strutturali. Considerando lo scarico sulla muratura sottostante che risulta pari taglio sollecitante sul sistema architrave, ovvero 31,50 kN. Tale scarico va distribuito su una superficie di 0,070 m² (0,25 m x 0,14 m x 2) per cui si ha una tensione media sulla muratura a contatto di 45,01 N/cm², ampiamente compatibile con le caratteristiche meccaniche di resistenza a compressione della muratura esistente in tufo (valore minimo della resistenza media a compressione indicato dalla normativa vigente e riportato nella tabella C8.5.I è pari a 140N/cm²).

Gagnano, il 10/04/2021

Il Progettista Strutturale



TABULATI DI CALCOLO INTERVENTO n°2.7

INFORMAZIONI GENERALI

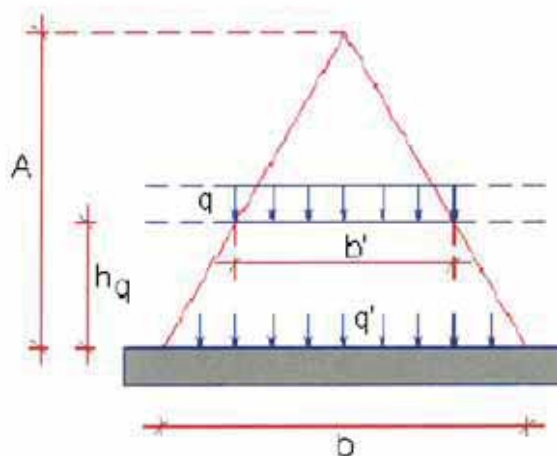
Comune	Comune di Napoli (NA)
Oggetto	Intervento locale
Normativa di riferimento	D.M. 17/01/2018

Con la presente relazione si esegue il progetto e la verifica dell'architrave identificato come intervento n. 2.7, il seguente architrave presenta una luce netta di 1,23m e poggia su un muro dallo spessore di 0,50m, su tale elemento strutturale non scarica nessuna volta.

Per valutare i carichi agenti sull'architrave vengono seguite le indicazioni della norma DIN 1053 (dicembre 1952).

In pratica il problema viene semplificato ipotizzando che sopra di esso si generi un effetto di volta scaricante ai lati, quindi si considerano gravanti solo il peso della porzione di muratura compresa in un triangolo equilatero al di sopra dell'architrave avente per lato la luce dell'architrave stesso.

I carichi uniformemente distribuiti, al di sopra del triangolo di carico, dovuti ad eventuali volte sono trascurati nel calcolo dell'architrave, mentre i carichi delle volte che agiscono all'interno del triangolo di carico si considerano solo per il tratto intercettato dal triangolo di carico.



Le verifiche svolte sull'architrave in cls saranno di due tipi:

- Verifiche di resistenza allo SLU;
- Verifica di deformabilità allo SLE.

Materiali

- Acciaio da carpenteria metallica S275

$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica dell'acciaio
$f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo dell'acciaio
$E = 210000 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico

- Murature esistente in tufo

Livello di Conoscenza LC1

$f_m = 1,40 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a compressione
$w = 16,00 \text{ kN/m}^3$	peso specifico medio della muratura

Analisi dei carichi agenti sull'architrave

Per determinare i carichi a metro lineare agenti sull'architrave, occorre determinare le caratteristiche geometriche del triangolo di carico equilatero che sovrasta l'architrave stesso

Luce di calcolo dell'architrave: $L = 1,48 \text{ [m]}$

Appoggio architrave $a = 0,25 \text{ [m]}$

Altezza del triangolo di carico: $A = 1,48 \text{ [m]}$

Spessore della muratura sopra l'architrave: $t = 0,50 \text{ [m]}$

Larghezza della striscia di volta intercettata dall'architrave (in sicurezza): $b' = 1,48 \text{ [m]}$

Carichi permanenti strutturali volta: $G_{1k} = 7,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Carichi permanenti non strutturali agenti sulla volta: $G_{2k} = 2,50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Carichi accidentali agenti sulla volta (Cat. E tab.3.1.II): $Q_k = 6,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

A vantaggio di sicurezza si ipotizza che il campo di volta scarichi sull'architrave per una larghezza pari alla lunghezza di calcolo dell'architrave stessa. In tal caso, come precedentemente detto, non vi scarica nessuna volta.

Luce totale della volta gravante sull'architrave: $L = 0,00 \text{ [m]}$

Luce d'influenza della volta gravante sull'architrave: $i = L/2 = 0,00 \text{ [m]}$

$F_d = i * (\gamma_{g1} * G_{1k} + \gamma_{g2} * G_{2k} + \gamma_q * Q_k) = 0,00 \text{ [kN/m]}$

Carico trasmesso dalla volta sull'architrave: $F'_d = F_d * b' / b = 0,00 \text{ [kN/m]}$

Carico trasmesso dalla muratura: $F_m (G_{2k}) = \gamma_{G2} * w * t * A = 17,76 \text{ [kN/m]}$

Progetto della Sezione

Lo schema di calcolo dell'architrave, a vantaggio di sicurezza, può essere definito come quello di una trave appoggiata – appoggiata considerando la luce pari alla distanza tra gli interassi degli appoggi sulla muratura (25cm). Ovviamente tale schema massimizza il momento in mezzeria, agli appoggi sarà considerato un momento pari a quello in mezzeria in modo da massimizzare la sicurezza del sistema. Ipotizzando di porre in opera due profilati HE 140 A, si passa al calcolo del carico sollecitante.

Considerando quindi un carico agente di $q \text{ [kN/m]} = F_d + F_m + F_{HE} = 18,40 \text{ kN/m}$ si può definire il momento massimo che sollecita l'architrave $M_{Ed} = ql^2/8 = 5,04 \text{ kNm}$. Inoltre, è possibile definire il taglio massimo sollecitante pari a $V_{Ed} = ql/2 = 13,62 \text{ kN}$.

Verifiche di Resistenza (SLU)

Facendo riferimento alle indicazioni riportate nel par. 4.2.4.1.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 si determina il Momento Resistente e il taglio resistente della singola trave HE 140 A:

$$M_{c,Rd,i} = W_{el} f_{yd} = 155400 \text{ mm}^3 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 = 40,70 \text{ kNm}$$
$$V_{c,Rd,i} = A_v f_{yd} / \sqrt{3} = 1012 \text{ mm}^2 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 / \sqrt{3} = 153,03 \text{ kN}$$

Mettendo in opera due profilati metallici affiancati e collegati a mezzo di apposite barre filettate, si ottiene un momento resistente e taglio resistente complessivo di seguito riportati:

$$M_{c,Rd} = M_{c,Rd,i} * 2 = 81,40 \text{ kNm}$$
$$V_{c,Rd} = V_{c,Rd,i} * 2 = 306,05 \text{ kN}$$

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Secondo le indicazioni del par. 4.2.4.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 "il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2''$, dove δ_1 è il valore di spostamento dovuto ai carichi permanenti e δ_2 è quello dovuto ai carichi variabili. La norma impone dei limiti da rispettare nella tab. 4.2.XII per le costruzioni ordinarie per i valori di δ_{tot}/L e δ_2/L .

Conducendo le verifiche per le sezioni in oggetto, visto che verranno posti in opera due profili e che quindi su ognuno di essi agisce la metà del carico gravante sull'intero sistema architrave, si ottiene:

$$\delta_1 = 0,18 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 0,00 \text{ mm} < L/300 = 4,93 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{tot}} = 0,18 \text{ mm} < L/250 = 5,92 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta (i limiti sono relativi ai "solai in generale" di tab. 4.2.XII).

Verifica scarico sulla muratura

I profili in acciaio sono posti direttamente a contatto con la muratura sottostante, tuttavia al fine di irrigidire gli appoggi saranno posti in opera dei cuscinetti realizzati con mattoni pieni.

Lo scarico, quindi, sulla muratura esistente sarà uniformemente distribuito lungo tutta la superficie di contatto tra i due elementi strutturali. Considerando lo scarico sulla muratura sottostante che risulta pari taglio sollecitante sul sistema architrave, ovvero 13,62 kN. Tale scarico va distribuito su una superficie di 0,070 m² (0,25 m x 0,14 m x 2) per cui si ha una tensione media sulla muratura a contatto di 19,45 N/cm², ampiamente compatibile con le caratteristiche meccaniche di resistenza a compressione della muratura esistente in tufo (valore minimo della resistenza media a compressione indicato dalla normativa vigente e riportato nella tabella C8.5.I è pari a 140N/cm²).

Gagnano, il 10/04/2021

Il Progettista Strutturale



TABULATI DI CALCOLO INTERVENTO n°2.8

INFORMAZIONI GENERALI

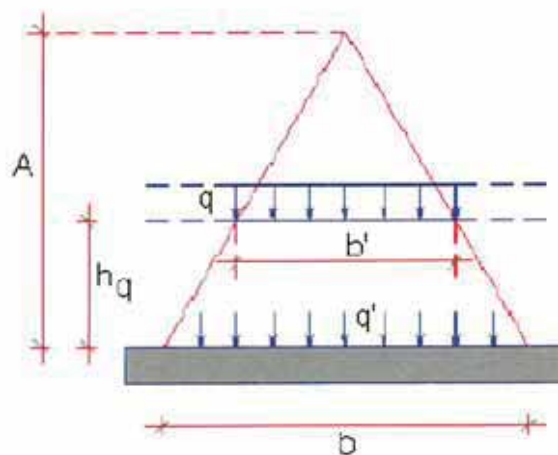
Comune	Comune di Napoli (NA)
Oggetto	Intervento locale
Normativa di riferimento	D.M. 17/01/2018

Con la presente relazione si esegue il progetto e la verifica dell'architrave identificato come intervento n. 2.8, il seguente architrave presenta una luce netta di 0,96m e poggia su un muro dallo spessore di 0,70m, su tale elemento strutturale scaricano due volte avente luci rispettivamente di 4,24m e 4,50m.

Per valutare i carichi agenti sull'architrave vengono seguite le indicazioni della norma DIN 1053 (dicembre 1952).

In pratica il problema viene semplificato ipotizzando che sopra di esso si generi un effetto di volta scaricante ai lati, quindi si considerano gravanti solo il peso della porzione di muratura compresa in un triangolo equilatero al di sopra dell'architrave avente per lato la luce dell'architrave stesso.

I carichi uniformemente distribuiti, al di sopra del triangolo di carico, dovuti ad eventuali volte sono trascurati nel calcolo dell'architrave, mentre i carichi delle volte che agiscono all'interno del triangolo di carico si considerano solo per il tratto intercettato dal triangolo di carico.



Le verifiche svolte sull'architrave in cls saranno di due tipi:

- Verifiche di resistenza allo SLU;
- Verifica di deformabilità allo SLE.

Materiali

- Acciaio da carpenteria metallica S275

$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica dell'acciaio
$f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo dell'acciaio
$E = 210000 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico

- Murature esistente in tufo

Livello di Conoscenza LC1

$f_m = 1,40 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a compressione
$w = 16,00 \text{ kN/m}^3$	peso specifico medio della muratura

Analisi dei carichi agenti sull'architrave

Per determinare i carichi a metro lineare agenti sull'architrave, occorre determinare le caratteristiche geometriche del triangolo di carico equilatero che sovrasta l'architrave stesso

Luce di calcolo dell'architrave: $L = 1,21 \text{ [m]}$

Appoggio architrave $a = 0,25 \text{ [m]}$

Altezza del triangolo di carico: $A = 1,21 \text{ [m]}$

Spessore della muratura sopra l'architrave: $t = 0,70 \text{ [m]}$

Larghezza della striscia di volta intercettata dall'architrave (in sicurezza): $b' = 1,21 \text{ [m]}$

Carichi permanenti strutturali volta: $G_{1k} = 7,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Carichi permanenti non strutturali agenti sulla volta: $G_{2k} = 2,50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Carichi accidentali agenti sulla volta (Cat. E tab.3.1.II): $Q_k = 6,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

A vantaggio di sicurezza si ipotizza che il campo di volta scarichi sull'architrave per una larghezza pari alla lunghezza di calcolo dell'architrave stessa. In tal caso, come precedentemente detto, vi scaricano due volte per una luce complessiva di $4,24 \text{ m} + 4,50 \text{ m} = 8,74 \text{ m}$.

Luce totale delle volte gravanti sull'architrave: $L = 8,74 \text{ [m]}$

Luce d'influenza delle volte gravanti sull'architrave: $i = L/2 = 4,37 \text{ [m]}$

$F_d = i * (\gamma_{G1} * G_{1k} + \gamma_{G2} * G_{2k} + \gamma_Q * Q_k) = 95,48 \text{ [kN/m]}$

Carico trasmesso dalla volta sull'architrave: $F'_d = F_d * b' / b = 95,48 \text{ [kN/m]}$

Carico trasmesso dalla muratura: $F_m (G_{2k}) = \gamma_{G2} * w * t * A = 20,33 \text{ [kN/m]}$

Progetto della Sezione

Lo schema di calcolo dell'architrave, a vantaggio di sicurezza, può essere definito come quello di una trave appoggiata – appoggiata considerando la luce pari alla distanza tra gli interassi degli appoggi sulla muratura (25cm). Ovviamente tale schema massimizza il momento in mezzeria, agli appoggi sarà considerato un momento pari a quello in mezzeria in modo da massimizzare la sicurezza del sistema. Ipotizzando di porre in opera due profilati HE 140 A, si passa al calcolo del carico sollecitante.

Considerando quindi un carico agente di $q \text{ [kN/m]} = F_d + F_m + F_{HE} = 116,45 \text{ kN/m}$ si può definire il momento massimo che sollecita l'architrave $M_{Ed} = ql^2/8 = 21,31 \text{ kNm}$. Inoltre, è possibile definire il taglio massimo sollecitante pari a $V_{Ed} = ql/2 = 70,46 \text{ kN}$.

Verifiche di Resistenza (SLU)

Facendo riferimento alle indicazioni riportate nel par. 4.2.4.1.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 si determina il Momento Resistente e il taglio resistente della singola trave HE 140 A:

$$M_{c,Rd,i} = W_{el} f_{yd} = 155400 \text{ mm}^3 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 = 40,70 \text{ kNm}$$
$$V_{c,Rd,i} = A_v f_{yd} / \sqrt{3} = 1012 \text{ mm}^2 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 / \sqrt{3} = 153,03 \text{ kN}$$

Mettendo in opera due profilati metallici affiancati e collegati a mezzo di apposite barre filettate, si ottiene un momento resistente e taglio resistente complessivo di seguito riportati:

$$M_{c,Rd} = M_{c,Rd,i} * 2 = 81,40 \text{ kNm}$$
$$V_{c,Rd} = V_{c,Rd,i} * 2 = 306,05 \text{ kN}$$

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Secondo le indicazioni del par. 4.2.4.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 "il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$ ", dove δ_1 è il valore di spostamento dovuto ai carichi permanenti e δ_2 è quello dovuto ai carichi variabili. La norma impone dei limiti da rispettare nella tab. 4.2.XII per le costruzioni ordinarie per i valori di δ_{tot}/L e δ_2/L .

Conducendo le verifiche per le sezioni in oggetto, visto che verranno posti in opera due profili e che quindi su ognuno di essi agisce la metà del carico gravante sull'intero sistema architrave, si ottiene:

$$\delta_1 = 0,36 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 0,17 \text{ mm} < L/300 = 4,03 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{tot}} = 0,53 \text{ mm} < L/250 = 4,84 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta (i limiti sono relativi ai "solai in generale" di tab. 4.2.XII).

Verifica scarico sulla muratura

I profili in acciaio sono posti direttamente a contatto con la muratura sottostante, tuttavia al fine di irrigidire gli appoggi saranno posti in opera dei cuscinetti realizzati con mattoni pieni.

Lo scarico, quindi, sulla muratura esistente sarà uniformemente distribuito lungo tutta la superficie di contatto tra i due elementi strutturali. Considerando lo scarico sulla muratura sottostante che risulta pari taglio sollecitante sul sistema architrave, ovvero 70,46 kN. Tale scarico va distribuito su una superficie di 0,070 m² (0,25 m x 0,14 m x 2), considerata a vantaggio di sicurezza, per cui si ha una tensione media sulla muratura a contatto di 100,65 N/cm², ampiamente compatibile con le caratteristiche meccaniche di resistenza a compressione della muratura esistente in tufo (valore minimo della resistenza media a compressione indicato dalla normativa vigente e riportato nella tabella C8.5.I è pari a 140N/cm²).

Gagnano, il 10/04/2021

Il Progettista Strutturale



TABULATI DI CALCOLO INTERVENTO n°2.9

INFORMAZIONI GENERALI

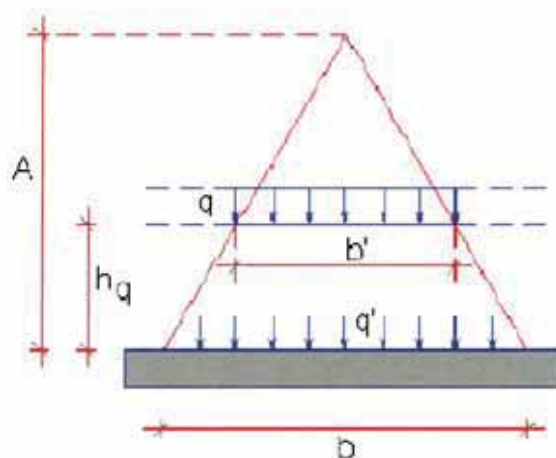
Comune	Comune di Napoli (NA)
Oggetto	Intervento locale
Normativa di riferimento	D.M. 17/01/2018

Con la presente relazione si esegue il progetto e la verifica dell'architrave identificato come intervento n. 2.9, il seguente architrave presenta una luce netta di 1,17m e poggia su un muro dallo spessore di 0,85m, su tale elemento strutturale scaricano una volta avente luce di 7,20m.

Per valutare i carichi agenti sull'architrave vengono seguite le indicazioni della norma DIN 1053 (dicembre 1952).

In pratica il problema viene semplificato ipotizzando che sopra di esso si generi un effetto di volta scaricante ai lati, quindi si considerano gravanti solo il peso della porzione di muratura compresa in un triangolo equilatero al di sopra dell'architrave avente per lato la luce dell'architrave stesso.

I carichi uniformemente distribuiti, al di sopra del triangolo di carico, dovuti ad eventuali volte sono trascurati nel calcolo dell'architrave, mentre i carichi delle volte che agiscono all'interno del triangolo di carico si considerano solo per il tratto intercettato dal triangolo di carico.



Le verifiche svolte sull'architrave in cls saranno di due tipi:

- Verifiche di resistenza allo SLU;
- Verifica di deformabilità allo SLE.

Materiali

- Acciaio da carpenteria metallica S275

$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica dell'acciaio

$f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo dell'acciaio

$E = 210000 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico

- Murature esistente in tufo

Livello di Conoscenza LC1

$f_m = 1,40 \text{ N/mm}^2$ resistenza media a compressione

$w = 16,00 \text{ kN/m}^3$ peso specifico medio della muratura

Analisi dei carichi agenti sull'architrave

Per determinare i carichi a metro lineare agenti sull'architrave, occorre determinare le caratteristiche geometriche del triangolo di carico equilatero che sovrasta l'architrave stesso

Luce di calcolo dell'architrave: $L = 1,42 \text{ [m]}$

Appoggio architrave $a = 0,25 \text{ [m]}$

Altezza del triangolo di carico: $A = 1,42 \text{ [m]}$

Spessore della muratura sopra l'architrave: $t = 0,85 \text{ [m]}$

Larghezza della striscia di volta intercettata dall'architrave (in sicurezza): $b' = 1,42 \text{ [m]}$

Carichi permanenti strutturali volta: $G_{1k} = 7,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Carichi permanenti non strutturali agenti sulla volta: $G_{2k} = 2,50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Carichi accidentali agenti sulla volta (Cat. E tab.3.1.II): $Q_k = 6,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

A vantaggio di sicurezza si ipotizza che il campo di volta scarichi sull'architrave per una larghezza pari alla lunghezza di calcolo dell'architrave stessa. In tal caso, come precedentemente detto, vi scarica una volta con una luce complessiva di 7,20 m.

Luce totale delle volte gravanti sull'architrave: $L = 7,20 \text{ [m]}$

Luce d'influenza delle volte gravanti sull'architrave: $i = L/2 = 3,60 \text{ [m]}$

$F_d = i * (\gamma_{g1} * G_{1k} + \gamma_{g2} * G_{2k} + \gamma_q * Q_k) = 95,48 \text{ [kN/m]}$

Carico trasmesso dalla volta sull'architrave: $F'_d = F_d * b' / b = 78,66 \text{ [kN/m]}$

Carico trasmesso dalla muratura: $F_m (G_{2k}) = \gamma_{G2} * w * t * A = 28,97 \text{ [kN/m]}$

Progetto della Sezione

Lo schema di calcolo dell'architrave, a vantaggio di sicurezza, può essere definito come quello di una trave appoggiata – appoggiata considerando la luce pari alla distanza tra gli interassi degli appoggi sulla muratura (25cm). Ovviamente tale schema massimizza il momento in mezzera, agli appoggi sarà considerato un momento pari a quello in mezzera in modo da massimizzare la sicurezza del sistema. Ipotizzando di porre in opera due profilati HE 140 A, si passa al calcolo del carico sollecitante.

Considerando quindi un carico agente di $q \text{ [kN/m]} = F_d + F_m + F_{HE} = 108,27 \text{ kN/m}$ si può definire il momento massimo che sollecita l'architrave $M_{Ed} = ql^2/8 = 27,29 \text{ kNm}$. Inoltre, è possibile definire il taglio massimo sollecitante pari a $V_{Ed} = ql/2 = 76,87 \text{ kN}$.

Verifiche di Resistenza (SLU)

Facendo riferimento alle indicazioni riportate nel par. 4.2.4.1.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 si determina il Momento Resistente e il taglio resistente della singola trave HE 140 A:

$$M_{C,Rd,i} = W_{el} f_{yd} = 155400 \text{ mm}^3 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 = 40,70 \text{ kNm}$$
$$V_{C,Rd,i} = A_v f_{yd} / \sqrt{3} = 1012 \text{ mm}^2 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 / \sqrt{3} = 153,03 \text{ kN}$$

Mettendo in opera due profilati metallici affiancati, si ottiene un momento resistente e taglio resistente complessivo di seguito riportati:

$$M_{C,Rd} = M_{C,Rd,i} * 2 = 81,40 \text{ kNm}$$
$$V_{C,Rd} = V_{C,Rd,i} * 2 = 306,05 \text{ kN}$$

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Secondo le indicazioni del par. 4.2.4.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 "il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$ ", dove δ_1 è il valore di spostamento dovuto ai carichi permanenti e δ_2 è quello dovuto ai carichi variabili. La norma impone dei limiti da rispettare nella tab. 4.2.XII per le costruzioni ordinarie per i valori di δ_{tot}/L e δ_2/L .

Conducendo le verifiche per le sezioni in oggetto, visto che verranno posti in opera due profili e che quindi su ognuno di essi agisce la metà del carico gravante sull'intero sistema architrave, si ottiene:

$$\delta_1 = 0,66 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 0,26 \text{ mm} < L/300 = 4,73 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{tot}} = 0,92 \text{ mm} < L/250 = 5,68 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta (i limiti sono relativi ai "solai in generale" di tab. 4.2.XII).

Verifica scarico sulla muratura

I profili in acciaio sono posti direttamente a contatto con la muratura sottostante, tuttavia al fine di irrigidire gli appoggi saranno posti in opera dei cuscinetti realizzati con mattoni pieni.

Lo scarico, quindi, sulla muratura esistente sarà uniformemente distribuito lungo tutta la superficie di contatto tra i due elementi strutturali. Considerando lo scarico sulla muratura sottostante che risulta pari taglio sollecitante sul sistema architrave, ovvero 76,87 kN. Tale scarico va distribuito su una superficie di 0,070 m² (0,25 m x 0,14 m x 2), considerata a vantaggio di sicurezza, per cui si ha una tensione media sulla muratura a contatto di 109,82 N/cm², ampiamente compatibile con le caratteristiche meccaniche di resistenza a compressione della muratura esistente in tufo (valore minimo della resistenza media a compressione indicato dalla normativa vigente e riportato nella tabella C8.5.I è pari a 140N/cm²).

Gragnano, il 10/04/2021

Il Progettista Strutturale



TABULATI DI CALCOLO INTERVENTO n°2.10

INFORMAZIONI GENERALI

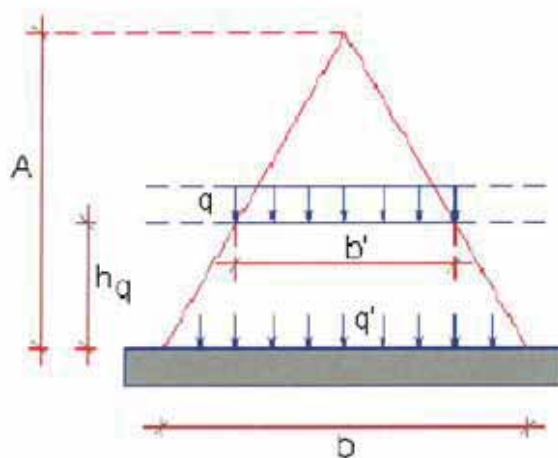
Comune	Comune di Napoli (NA)
Oggetto	Intervento locale
Normativa di riferimento	D.M. 17/01/2018

Con la presente relazione si esegue il progetto e la verifica dell'architrave identificato come intervento n. 2.10, il seguente architrave presenta una luce netta di 0,90m e poggia su un muro dallo spessore di 0,50m, su tale elemento strutturale non scarica nessuna volta.

Per valutare i carichi agenti sull'architrave vengono seguite le indicazioni della norma DIN 1053 (dicembre 1952).

In pratica il problema viene semplificato ipotizzando che sopra di esso si generi un effetto di volta scaricante ai lati, quindi si considerano gravanti solo il peso della porzione di muratura compresa in un triangolo equilatero al di sopra dell'architrave avente per lato la luce dell'architrave stesso.

I carichi uniformemente distribuiti, al di sopra del triangolo di carico, dovuti ad eventuali volte sono trascurati nel calcolo dell'architrave, mentre i carichi delle volte che agiscono all'interno del triangolo di carico si considerano solo per il tratto intercettato dal triangolo di carico.



Le verifiche svolte sull'architrave in cls saranno di due tipi:

- Verifiche di resistenza allo SLU;
- Verifica di deformabilità allo SLE.

Materiali

- Acciaio da carpenteria metallica S275

$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica dell'acciaio
$f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$	resistenza di calcolo dell'acciaio
$E = 210000 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico

- Murature esistente in tufo

Livello di Conoscenza LC1

$f_m = 1,40 \text{ N/mm}^2$	resistenza media a compressione
$w = 16,00 \text{ kN/m}^3$	peso specifico medio della muratura

Analisi dei carichi agenti sull'architrave

Per determinare i carichi a metro lineare agenti sull'architrave, occorre determinare le caratteristiche geometriche del triangolo di carico equilatero che sovrasta l'architrave stesso

Luce di calcolo dell'architrave: $L = 1,15 \text{ [m]}$

Appoggio architrave $a = 0,25 \text{ [m]}$

Altezza del triangolo di carico: $A = 1,15 \text{ [m]}$

Spessore della muratura sopra l'architrave: $t = 0,50 \text{ [m]}$

Larghezza della striscia di volta intercettata dall'architrave (in sicurezza): $b' = 1,15 \text{ [m]}$

Carichi permanenti strutturali volta: $G_{1k} = 7,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Carichi permanenti non strutturali agenti sulla volta: $G_{2k} = 2,50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Carichi accidentali agenti sulla volta (Cat. E tab.3.1.II): $Q_k = 6,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

A vantaggio di sicurezza si ipotizza che il campo di volta scarichi sull'architrave per una larghezza pari alla lunghezza di calcolo dell'architrave stessa. In tal caso, come precedentemente detto, non vi scarica nessuna volta.

Luce totale delle volte gravanti sull'architrave: $L = 0,00 \text{ [m]}$

Luce d'influenza delle volte gravanti sull'architrave: $i = L/2 = 0,00 \text{ [m]}$

$F_d = i * (\gamma_{g1} * G_{1k} + \gamma_{g2} * G_{2k} + \gamma_q * Q_k) = 0,00 \text{ [kN/m]}$

Carico trasmesso dalla volta sull'architrave: $F'_d = F_d * b' / b = 0,00 \text{ [kN/m]}$

Carico trasmesso dalla muratura: $F_m (G_{2k}) = \gamma_{g2} * w * t * A = 13,80 \text{ [kN/m]}$

Progetto della Sezione

Lo schema di calcolo dell'architrave, a vantaggio di sicurezza, può essere definito come quello di una trave appoggiata – appoggiata considerando la luce pari alla distanza tra gli interassi degli appoggi sulla muratura (25cm). Ovviamente tale schema massimizza il momento in mezzeria, agli appoggi sarà considerato un momento pari a quello in mezzeria in modo da massimizzare la sicurezza del sistema. Ipotizzando di porre in opera due profilati HE 140 A, si passa al calcolo del carico sollecitante.

Considerando quindi un carico agente di $q \text{ [kN/m]} = F_d + F_m + F_{HE} = 14,44 \text{ kN/m}$ si può definire il momento massimo che sollecita l'architrave $M_{Ed} = ql^2/8 = 2,39 \text{ kNm}$. Inoltre, è possibile definire il taglio massimo sollecitante pari a $V_{Ed} = ql/2 = 8,30 \text{ kN}$.

Verifiche di Resistenza (SLU)

Facendo riferimento alle indicazioni riportate nel par. 4.2.4.1.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 si determina il Momento Resistente e il taglio resistente della singola trave HE 140 A:

$$M_{c,Rd,i} = W_{el} f_{yd} = 155400 \text{ mm}^3 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 = 40,70 \text{ kNm}$$
$$V_{c,Rd,i} = A_v f_{yd} / \sqrt{3} = 1012 \text{ mm}^2 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 / \sqrt{3} = 153,03 \text{ kN}$$

Mettendo in opera due profilati metallici affiancati e collegati a mezzo di apposite barre filettate, si ottiene un momento resistente e taglio resistente complessivo di seguito riportati:

$$M_{c,Rd} = M_{c,Rd,i} * 2 = 81,40 \text{ kNm}$$
$$V_{c,Rd} = V_{c,Rd,i} * 2 = 306,05 \text{ kN}$$

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Secondo le indicazioni del par. 4.2.4.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 "il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$ ", dove δ_1 è il valore di spostamento dovuto ai carichi permanenti e δ_2 è quello dovuto ai carichi variabili. La norma impone dei limiti da rispettare nella tab. 4.2.XII per le costruzioni ordinarie per i valori di δ_{tot}/L e δ_2/L .

Conducendo le verifiche per le sezioni in oggetto, visto che verranno posti in opera due profili e che quindi su ognuno di essi agisce la metà del carico gravante sull'intero sistema architrave, si ottiene:

$$\delta_1 = 0,05 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 0,00 \text{ mm} < L/300 = 3,83 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{tot}} = 0,05 \text{ mm} < L/250 = 4,60 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta (i limiti sono relativi ai "solai in generale" di tab. 4.2.XII).

Verifica scarico sulla muratura

I profili in acciaio sono posti direttamente a contatto con la muratura sottostante, tuttavia al fine di irrigidire gli appoggi saranno posti in opera dei cuscinetti realizzati con mattoni pieni.

Lo scarico, quindi, sulla muratura esistente sarà uniformemente distribuito lungo tutta la superficie di contatto tra i due elementi strutturali. Considerando lo scarico sulla muratura sottostante che risulta pari taglio sollecitante sul sistema architrave, ovvero 8,30 kN. Tale scarico va distribuito su una superficie di 0,070 m² (0,25 m x 0,14 m x 2), considerata a vantaggio di sicurezza, per cui si ha una tensione media sulla muratura a contatto di 11,86 N/cm², ampiamente compatibile con le caratteristiche meccaniche di resistenza a compressione della muratura esistente in tufo (valore minimo della resistenza media a compressione indicato dalla normativa vigente e riportato nella tabella C8.5.I è pari a 140N/cm²).

Gragnano, il 10/04/2021

Il Progettista Strutturale



TABULATI DI CALCOLO INTERVENTO n°4.1

Architrave in corrispondenza del foro

INFORMAZIONI GENERALI

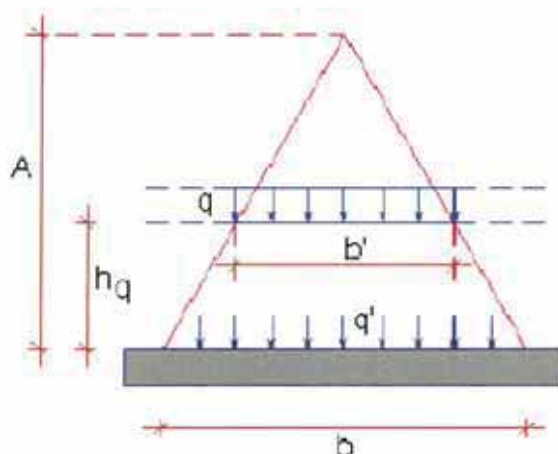
Comune	Comune di Napoli (NA)
Oggetto	Intervento locale
Normativa di riferimento	D.M. 17/01/2018

Con la presente relazione si esegue il progetto e la verifica dell'architrave identificato come intervento n. 4, il seguente architrave presenta una luce netta di 2,25m e poggia su un muro dallo spessore di 0,90m, su tale elemento strutturale non scarica nessuna volta ma è contiguo a un solaio da realizzare per la chiusura di un foro. Pertanto viene eseguita la verifica sul profilato che in parte sostiene il solaio di chiusura del foro e in parte funge da architrave stesso.

Per valutare i carichi agenti sull'architrave vengono seguite le indicazioni della norma DIN 1053 (dicembre 1952).

In pratica il problema viene semplificato ipotizzando che sopra di esso si generi un effetto di volta scaricante ai lati, quindi si considerano gravanti solo il peso della porzione di muratura compresa in un triangolo equilatero al di sopra dell'architrave avente per lato la luce dell'architrave stesso.

I carichi uniformemente distribuiti, al di sopra del triangolo di carico, dovuti ad eventuali volte sono trascurati nel calcolo dell'architrave, mentre i carichi delle volte che agiscono all'interno del triangolo di carico si considerano solo per il tratto intercettato dal triangolo di carico.



Le verifiche svolte sull'architrave in cls saranno di due tipi:

- Verifiche di resistenza allo SLU;
- Verifica di deformabilità allo SLE.

Materiali

- Acciaio da carpenteria metallica S275

$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica dell'acciaio

$f_{yd} = 261,90 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo dell'acciaio

$E = 210000 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico

- Murature esistente in tufo

Livello di Conoscenza LC1

$f_m = 1,40 \text{ N/mm}^2$ resistenza media a compressione

$w = 16,00 \text{ kN/m}^3$ peso specifico medio della muratura

Analisi dei carichi agenti sull'architrave

Per determinare i carichi a metro lineare agenti sull'architrave, occorre determinare le caratteristiche geometriche del triangolo di carico equilatero che sovrasta l'architrave stesso

Luce di calcolo dell'architrave: $L = 2,50 \text{ [m]}$

Appoggio architrave $a = 0,25 \text{ [m]}$

Altezza del triangolo di carico: $A = 2,50 \text{ [m]}$

Spessore della muratura sopra l'architrave: $t = 0,90 \text{ [m]}$

Larghezza della striscia di solaio intercettata dall'architrave (in sicurezza): $b' = 2,50 \text{ [m]}$

Carichi permanenti strutturali solaio: $G_{1k} = 3,26 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Carichi permanenti non strutturali agenti sul solaio: $G_{2k} = 1,50 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

Carichi accidentali agenti sul solaio (Cat. E tab. 3.1.II): $Q_k = 6,00 \text{ [kN/m}^2\text{]}$

A vantaggio di sicurezza si ipotizza che il campo di solaio scarichi sull'architrave per una larghezza pari alla lunghezza di calcolo dell'architrave stessa. In tal caso, come precedentemente detto, vi scarica un solaio di chiusura di un foro avendo una larghezza totale di 1,00m.

Luce totale del solaio gravante sull'architrave: $L = 1,00 \text{ [m]}$

Luce d'influenza del solaio gravante sull'architrave: $i = L/2 = 0,50 \text{ [m]}$

$$F_d = i * (Y_{G1} * G_{1k} + Y_{G2} * G_{2k} + Y_Q * Q_k) = 7,74 [\text{kN/m}]$$

$$\text{Carico trasmesso dal solaio sull'architrave: } F'_d = F_d * b' / b = 7,74 [\text{kN/m}]$$

$$\text{Carico trasmesso dalla muratura: } F_m (G_{2k}) = Y_{G2} * w * t * A = 54,00 [\text{kN/m}]$$

$$\text{Carico trasmesso da mezzo muro: } F_m (G_{2k})/2 = 27,00 [\text{kN/m}]$$

Poiché si posizionano in opera due profili in acciaio, quello più sollecitato risulta essere quello adiacente al solaio di chiusura del foro. Quindi facendo riferimento a tale elemento strutturale si ha che su di esso grava metà carico della muratura e il carico trasmesso dal solaio.

Progetto della Sezione

Lo schema di calcolo dell'architrave, a vantaggio di sicurezza, può essere definito come quello di una trave appoggiata – appoggiata considerando la luce pari alla distanza tra gli interassi degli appoggi sulla muratura (25cm). Ovviamente tale schema massimizza il momento in mezzeria, agli appoggi sarà considerato un momento pari a quello in mezzeria in modo da massimizzare la sicurezza del sistema. Ipotizzando di porre in opera due profilati HE 140 A, si passa al calcolo del carico sollecitante il singolo profilo adiacente al solaio di chiusura del foro.

Considerando quindi un carico agente di $q [\text{kN/m}] = F_d + F_m + F_{HE} = 35,07 \text{kN/m}$ si può definire il momento massimo che sollecita l'architrave $M_{Ed} = ql^2/8 = 27,39 \text{kNm}$. Inoltre, è possibile definire il taglio massimo sollecitante pari a $V_{Ed} = ql/2 = 43,83 \text{kN}$.

Verifiche di Resistenza (SLU)

Facendo riferimento alle indicazioni riportate nel par. 4.2.4.1.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 si determina il Momento Resistente e il taglio resistente della singola trave HE 140 A:

$$M_{c,Rd,i} = W_{el} f_{yd} = 155400 \text{ mm}^3 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 = 40,70 \text{ kNm}$$
$$V_{c,Rd,i} = A_v f_{yd} / \sqrt{3} = 1012 \text{ mm}^2 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 / \sqrt{3} = 153,03 \text{ kN}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Secondo le indicazioni del par. 4.2.4.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 "il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$ ", dove δ_1 è il valore di spostamento dovuto ai carichi permanenti e δ_2 è quello dovuto ai carichi variabili. La norma impone dei limiti da rispettare nella tab. 4.2.XII per le costruzioni ordinarie per i valori di δ_{tot}/L e δ_2/L .

Conducendo le verifiche per le sezioni in oggetto, visto che verranno posti in opera due profili e che quindi su ognuno di essi agisce la metà del carico gravante sull'intero sistema architrave, si ottiene:

$$\delta_1 = 4,84 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 0,70 \text{ mm} < L/300 = 8,33 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{tot}} = 5,54 \text{ mm} < L/250 = 10,00 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta (i limiti sono relativi ai "solai in generale" di tab. 4.2.XII).

Verifica scarico sulla muratura

I profili in acciaio sono posti direttamente a contatto con la muratura sottostante, tuttavia al fine di irrigidire gli appoggi saranno posti in opera dei cuscinetti realizzati con mattoni pieni.

Lo scarico, quindi, sulla muratura esistente sarà uniformemente distribuito lungo tutta la superficie di contatto tra i due elementi strutturali. Considerando lo scarico sulla muratura sottostante che risulta pari taglio sollecitante, ovvero 43,83kN. Tale scarico va distribuito su una superficie di 0,035 m² (0,25 m x 0,14 m x 1), considerata a vantaggio di sicurezza, per cui si ha una tensione media sulla muratura a contatto di 125,23 N/cm², compatibile con le caratteristiche meccaniche di resistenza a compressione della muratura esistente in tufo (valore minimo della resistenza media a compressione indicato dalla normativa vigente e riportato nella tabella C8.5.I è pari a 140N/cm²).

Gragnano, il 26/04/2021

Il Progettista Strutturale



SOLAIO DI CHIUSURA FORO – INTERVENTO n.4.2

INFORMAZIONI GENERALI

Comune	Comune di Napoli (NA)
Oggetto	Intervento locale
Normativa di riferimento	D.M. 17/01/2018

La presente relazione ha per oggetto il progetto e la verifica di un solaio per la chiusura di un foro, da realizzarsi con struttura in acciaio (travi ad interasse di un metro), con tavelloni poggianti sulle ali inferiori e successivo getto in calcestruzzo con soletta al di sopra dei profilati dallo spessore di 5cm. Tale solaio copre una superficie di circa 3,44m² con una luce di calcolo di 4,00m.

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali:

- Acciaio da Carpenteria Metallica S275

$f_{yd} = 275,00 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo dell'acciaio

$E = 210000 \text{ N/mm}^2$ Modulo di Elasticità

- Calcestruzzo C25/30

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica cilindrica a compressione

$E = 31476 \text{ N/mm}^2$ modulo di elasticità

$\gamma_{cb} = 25 \text{ kN/m}^3$ peso specifico calcestruzzo

- Muratura esistente in tufo

Livello di Conoscenza LC1

$f_m = 1,40 \text{ N/mm}^2$ resistenza media a compressione

$w = 16,00 \text{ kN/m}^3$ peso specifico medio della muratura

Nel seguito saranno condotte le analisi e le verifiche di sicurezza.

ANALISI CARICHI

- Carichi Permanenti Strutturali

	numero	b [m]	h[m]	Area [m ²]	γ [kN/m ³]	G_k [kN/m]
travi acciaio HE 140 A	1					0,25
Tavelloni in laterizio	1	1,00	0,06	0,06	7,5	0,45
cis alleggerito tra le travi in acciaio	1	1,00	0,07	0,07	18,00	1,31
soletta	1	1,00	0,05	0,05	25,00	1,25
					G_k	3,26 kN/m

In conclusione G_{1k} risulta pari a **3,26 kN/m**

- Carichi Permanenti non Strutturali

	numero	b [m]	h[m]	Area [m ²]	γ [kN/m ³]	G_k [kN/m]
massetto (pavimentazione)	1	1,00	0,05	0,05	18,00	0,90
pavimento	1	-	-	-	-	0,40
intonaco	1	1,00	0,01	0,010	20,00	0,20
					$G_{2k,soletta}$	1,50 kN/m

In conclusione G_{2k} risulta pari a **1,50 kN/m**.

- ***Carichi Accidentali***

Per i carichi accidentali uniformemente distribuiti, vista la destinazione del solaio (biblioteca, archivi, depositi), facendo riferimento alla Cat. E della Tab. 3.1.II del DM 17.01.2018, il carico risulta pari a $6,00 \text{ kN/m}^2$. Pertanto, tale carico indicato con Q_k viene posto pari a **$6,00 \text{ kN/m}^2$** .

ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI – TRAVE HE 140 A

La definizione del carico agente avviene considerando un interasse (i_T) tra le travi di 1,00 m che permette di definire un carico agente pari a:

$$\text{Combinazione SLU: } q_d = \gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + i_T \gamma_Q Q_k = \mathbf{15,49 \text{ kN/m}}$$

Considerando inoltre una luce della trave pari a 4,00 m si possono definire le sollecitazioni massime allo SLU agenti, facendo riferimento a vantaggio di sicurezza ad una condizione di vincolo del tipo "trave appoggiata-appoggiata" per il calcolo del momento in mezzera ed una condizione di vincolo "incastro-incastro" per il calcolo del momento flettente agli estremi:

$$M_{Ed, \text{ mezzera}} = q_d l^2 / 8 = \mathbf{30,98 \text{ kNm}}$$

$$M_{Ed, \text{ estremi}} = q_d l^2 / 12 = \mathbf{20,65 \text{ kNm}}$$

$$V_{Ed} = q_d l / 2 = \mathbf{30,98 \text{ kN}}$$

VERIFICA A FLESSIONE E TAGLIO (SLU) – TRAVE HE 140 A

Facendo riferimento alle indicazioni riportate nel par. 4.2.4.1.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 si determina il Momento Resistente e il taglio resistente della trave di riferimento pari a:

$$M_{c,Rd} = W_{el} f_{yd} = 155400 \text{ mm}^3 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 = \mathbf{40,70 \text{ kNm}}$$

$$V_{c,Rd} = A_v f_{yd} / \sqrt{3} = 1012 \text{ mm}^2 \times 261,90 \text{ N/mm}^2 / \sqrt{3} = \mathbf{153,03 \text{ kN}}$$

Le verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

VERIFICA STATI LIMITE DI ESERCIZIO – TRAVE HE 140 A

Secondo le indicazioni del par. 4.2.4.2 del D.M. 17 Gennaio 2018 "il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come $\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$ ", dove δ_1 è il valore di spostamento dovuto ai carichi permanenti e δ_2 è quello dovuto ai carichi variabili. La norma impone dei limiti da rispettare nella tab. 4.2.XII per le costruzioni ordinarie per i valori di δ_{tot}/L e δ_2/L .

Conducendo le verifiche per le sezioni in oggetto si ottiene:

$$\delta_1 = 6,65 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 9,22 \text{ mm} < L/300 = 13,33 \text{ mm}$$

$$\delta_{tot} = 15,87 \text{ mm} < L/250 = 16,00 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta (i limiti sono relativi ai "solai in generale" di tab. 4.2.XII).

VERIFICA SOLETTA IN CALCESTRUZZO

Sui profilati HE 140 A viene realizzata una soletta in calcestruzzo dallo spessore di 5cm, siccome l'interasse tra le travi HE è di 1,00m e il carico complessivo in esercizio a mq è di circa 6 kN/m^2 .

Facendo riferimento a uno schema di trave appoggiata-appoggiata, si determina un momento e taglio sollecitante di seguito riportati, facendo riferimento alla fascia di un metro.

$$q_{Ed} = 1,3 \times 0,05 \times 1 \times 25 + 1,5 \times 6 \times 1 = \mathbf{10,63 \text{ kNm}}$$

$$M_{Ed, \text{ mezzera}} = q_d l^2 / 8 = \mathbf{1,33 \text{ kNm}}$$

$$V_{Ed} = q_d l / 2 = \mathbf{5,32 \text{ kN}}$$

Note tali sollecitazioni, ipotizzando la sezione a semplice armatura ed utilizzando la relazione:

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{0,9h \cdot f_{yd}}$$

Si determina la seguente armatura minima.

	$M_{Sd}^{(+)}$ [kNm]	h [m]	f_{yd} [N/mm ²]	$A_{S,min}$ [mm ²]
soletta	1,33	0,05	391,3	76

Considerando barre di armatura $\phi 8$, a cui corrisponde un'area della sezione pari a 50mm², la soletta viene armata con una rete elettrosaldada 20x20 $\phi 8$, per la sezione considerata si ha:

	$A_{S,min}$ [mm ²]	n barre	$A_{S,eff}$ [mm ²]
soletta	76	5	250

Verifica a flessione – soletta

Per la verifica della sezione della soletta si seguono i dettami delle NTC '18, Cap. 4.

Si esegue un calcolo relativo alla sezione effettiva della soletta riferita alla fascia di un metro mediante un apposito software (VCASLU) già validato dallo scrivente, riportando il dominio momento-sforzo normale (M-N), dove il momento resistente risulta più alto di quello sollecitante.

	$M_{Sd}^{(+)}$ [kNm]	A_s [mm ²]	y_c [mm]	$M_{Rd}^{(-)}$ [kNm]
soletta	1,33	250	41	17,14

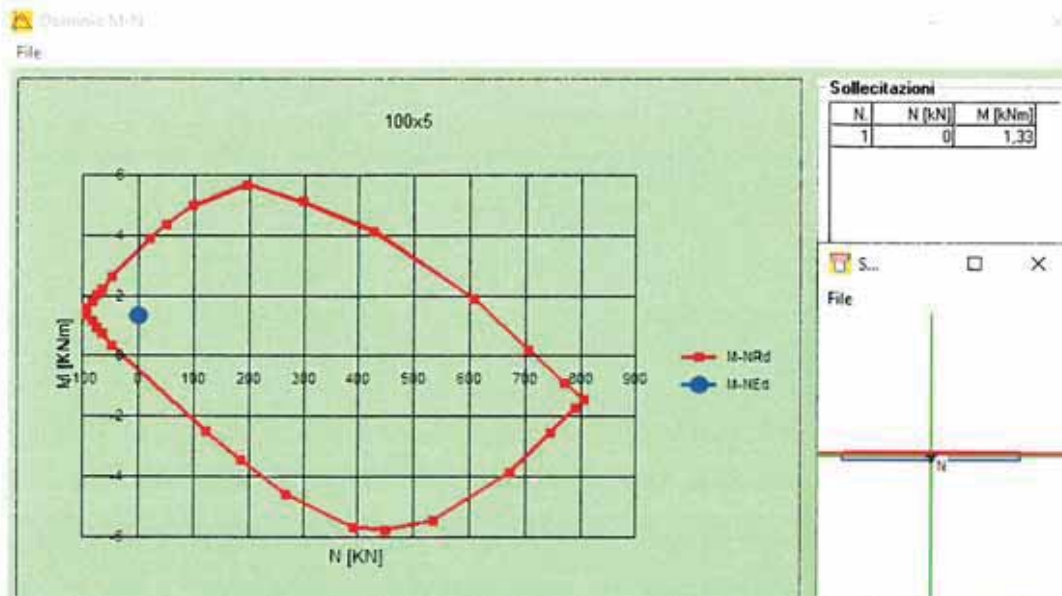


Figura 1: Dominio resistente N-M con indicazione del momento sollecitante positivo.

Verifica a taglio – soletta

Per la verifica a Taglio facendo riferimento alle indicazioni normative (NTC '18, Cap. 4) per la soletta si può utilizzare la relazione per le sezioni non armate a taglio (modificata per sezioni non soggette a compressione):

$$V_{Rd} = \left[\frac{0,18 \cdot k (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} \right] b_w \cdot d$$

dove $k = 1 + (200/d)^{1/2}$, ρ_l è il rapporto geometrico di armatura, γ_c è il coefficiente pari a 1.5.

	V_{Sd} [kN]	b_w [cm]	d [cm]	k	A_s [mm ²]	ρ_l	V_{Rd} [kN]
soletta	5,32	100	4	2,00	251	0,006	24,01

Si nota che il valore del taglio resistente relativo alla fascia corrente soddisfa la verifica.

VERIFICA APPOGGI

I profili in acciaio sono posti direttamente a contatto con la muratura sottostante, tuttavia al fine di irrigidire gli appoggi saranno posti in opera dei cuscinetti realizzati con mattoni pieni.

Lo scarico, quindi, sulla muratura esistente sarà uniformemente distribuito lungo tutta la superficie di contatto tra i due elementi strutturali. Considerando lo scarico direttamente sulla muratura sottostante (condizione a vantaggio di sicurezza) che risulta pari taglio sollecitante, ovvero 30,98 kN. Tale scarico va distribuito su una superficie di 0,035 m² (0,25m x 0,14 m) per cui si ha una tensione media sulla muratura a contatto di 88,51 N/cm², ampiamente compatibile con le caratteristiche meccaniche di resistenza a compressione della muratura esistente in tufo (valore minimo della resistenza media a compressione indicato dalla normativa vigente e riportato nella tabella C8A.2.1 è pari a 140N/cm²).

Tutte le verifiche sono ampiamente soddisfatte.

Gragnano(NA), il 26/04/2021

Il Verificatore Strutturale

