

Comune di Scandicci

Provincia di Firenze

“La Fabbrica”
Piazza Matteotti

Restauro e adeguamento impiantistico - funzionale

Allegato 1

A) Schema degli architravi

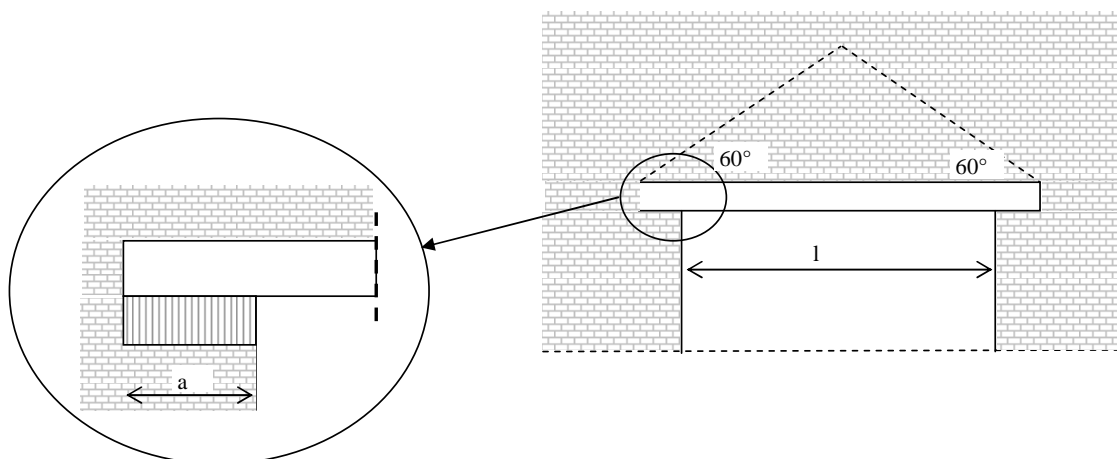
Il Tecnico
Ing. Gian Vittorio Misseri

PIANO: TERRA - Apertura Tipo A1-A3

PARETE N° A1-A3

ARCHITRAVE N° 28-29-5-11

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



luce architrave "l" 1,05 m

lunghezza di appoggio "a" 20 cm

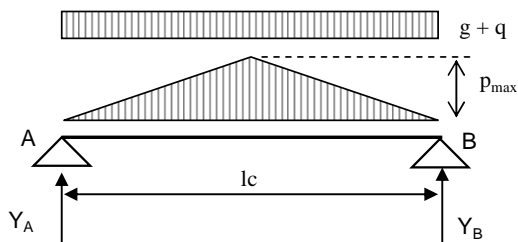
luce di calcolo "lc" 1,25 m

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	5,5	3	2,92	2,92	3	3

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
12,41	12,75

	spessore	massa vol.	p _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,15	13,75	1,87

Schema statico:



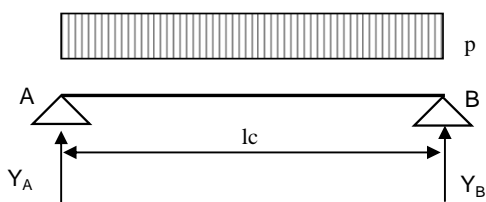
Totale carichi permanenti $g = 13,35$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_G = 1,5$

Totale carichi variabili $q = 12,75$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_Q = 1,5$

Combinazione di carico $(g \times \gamma_G + q \times \gamma_Q) = 39,14$ KN/m



p (KN/m)	39,14
----------	-------

luce di calcolo "lc" (m)	1,25
--------------------------	------

Y _A (KN)	24,47
---------------------	-------

Y _B (KN)	24,47
---------------------	-------

Sollecitazioni di calcolo

M _{Ed}	7,65	KNm
-----------------	------	-----

V _{Ed}	24,47	KN
-----------------	-------	----

N _{Ed}	0,00	KN
-----------------	------	----

Profilati

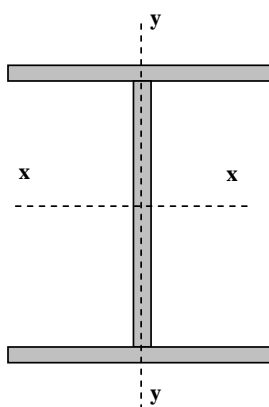
Profilato tipo

IPE

Numero di profili per l'architrave

1

120



valori del singolo profilo	A =	13,21	cm ²	area lorda del profilo
	b =	64	mm	larghezza delle ali
	t _f =	6,3	mm	spessore delle ali
	t _w =	4,4	mm	spessore dell'anima
	r =	7	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	120	mm	altezza del profilo

$E =$	210000	N/mm^2	modulo elastico
$W_{pl,x} =$	60,73	cm^3	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
$W_{el,x} =$	52,96	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$W_{el,y} =$	8,65	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$J_x =$	317,8	cm^4	momento d'inerzia del singolo profilo
$A_v =$	6,31	cm^2	area resistente al taglio $(A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f)$

Tipo di acciaio **s235**

$f_{yk} =$	235,00	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	360,00	N/mm^2	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\epsilon = 1 \quad \epsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala $c/t = 3,62$ classe 1

Anima $c/t = 21,23$ classe 1

Classe di appartenenza del profilo: **1**

(per profili IPE o HE \rightarrow per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd} =$	13,592 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	81,474 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	295,65 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,3003 \quad \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,3896$$

$$a = 0,390 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$ KNm	$M_{N,y,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
0,00	13,59	13,59	7,65	1,78	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

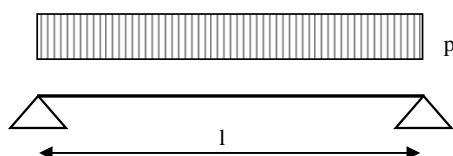
$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 39,14 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,25 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 7,65 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 11,853 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti} \quad g = 13,35 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili} \quad q = 12,75 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico} \quad (g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q) = 39,14 \text{ KN/m}$$

δ_c (mm) =	0
δ_1 (mm) =	0,64
δ_2 (mm) =	0,61
δ_{max} (mm) =	1,24

monta iniziale della trave

spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$$\delta_{max, LIM} = 3,125 \text{ mm}$$

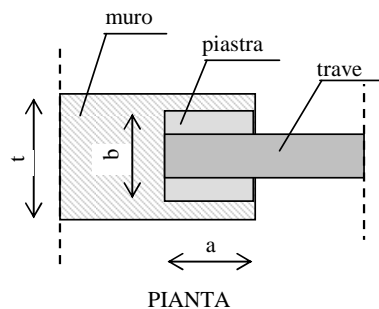
$\delta_{2,LIM} =$	2,500	mm
--------------------	-------	----

δ_{max}	< del valore limite __ VERIFICATO	
----------------	-----------------------------------	--

δ_2	< del valore limite __ VERIFICATO	
------------	-----------------------------------	--

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

presenza di piastra di appoggio	si
profondità della piastra di appoggio	a (cm) = 30
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) = 15
spessore del muro	t (cm) = 15



Caratteristiche della muratura

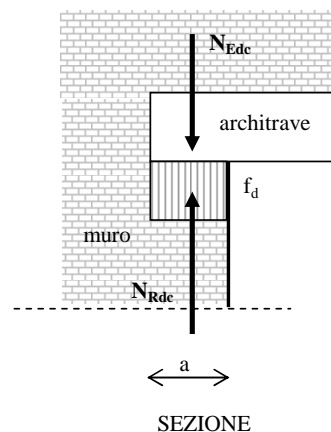
muratura in pietrame disordinato

$f_m = 100 \text{ N/cm}^2$ Resistenza media a compressione

Livello di conoscenza LC1

Coeff. parziale di sicurezza γ_M 1

Fattore di confidenza 1,35



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc}

deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi

concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$ dove: β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati
variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza
si sceglie $\beta = 1$
 A_b = area dell'impronta del carico
 f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) = 30

b (cm) = 15

$A_b = 450 \text{ cm}^2$

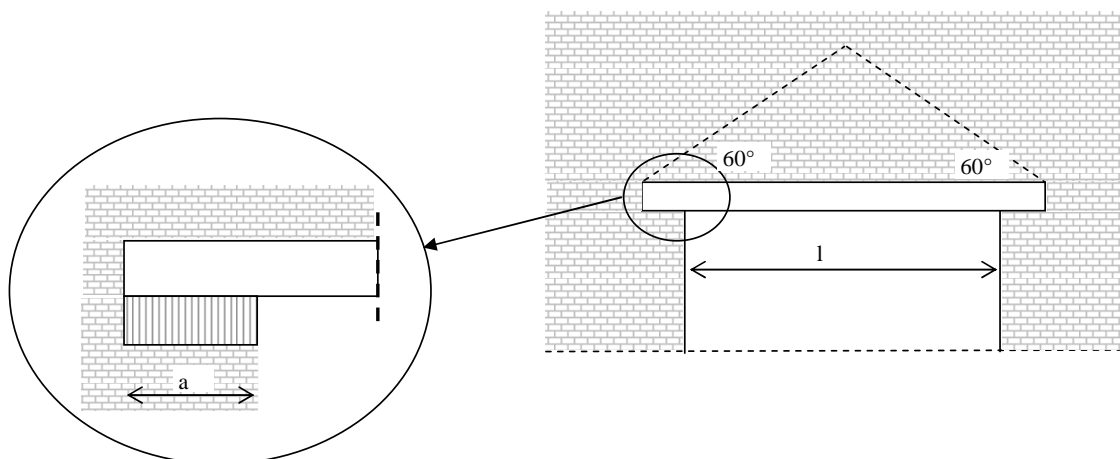
$f_d =$	74,07	N/cm ²	Resistenza di calcolo a compressione della muratura
$N_{Edc} =$	24,47	KN	Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio
$N_{Rdc} =$	33,33	KN	Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati
$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,734	≤ 1 verificato	

PIANO: TERRA - Architrave tipo 2 (ex archivio)

PARETE N° A2

ARCHITRAVE N° 2

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



luce architrave "l" 1,05 m

lunghezza di appoggio "a" 20 cm

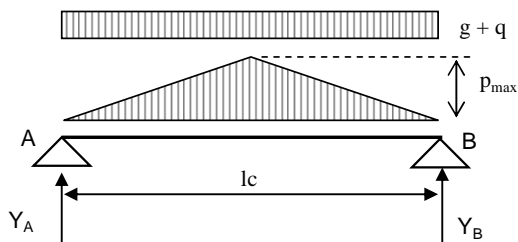
luce di calcolo "lc" 1,25 m

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	0	3	2,92	2,92	3	3

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
4,38	4,5

	spessore	massa vol.	p _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,15	18	2,45

Schema statico:



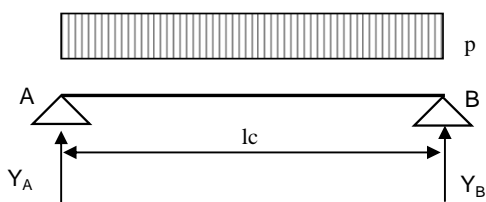
Totale carichi permanenti $g = 5,61$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_G = 1,5$

Totale carichi variabili $q = 4,5$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_Q = 1,5$

Combinazione di carico $(g \times \gamma_G + q \times \gamma_Q) = 15,16$ KN/m



p (KN/m)	15,16
----------	-------

luce di calcolo "lc" (m)	1,25
--------------------------	------

Y _A (KN)	9,47
---------------------	------

Y _B (KN)	9,47
---------------------	------

Sollecitazioni di calcolo

M _{Ed}	2,96	KNm
-----------------	------	-----

V _{Ed}	9,47	KN
-----------------	------	----

N _{Ed}	0,00	KN
-----------------	------	----

Profilati

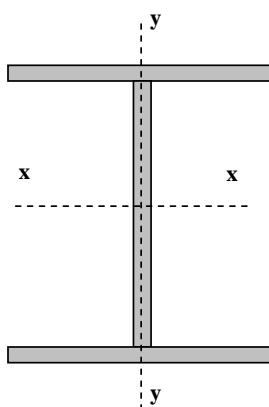
Profilato tipo

IPE

Numero di profili per l'architrave

1

120



valori del singolo profilo	A =	13,21	cm ²	area lorda del profilo
	b =	64	mm	larghezza delle ali
	t _f =	6,3	mm	spessore delle ali
	t _w =	4,4	mm	spessore dell'anima
	r =	7	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	120	mm	altezza del profilo

$E =$	210000	N/mm^2	modulo elastico
$W_{pl,x} =$	60,73	cm^3	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
$W_{el,x} =$	52,96	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$W_{el,y} =$	8,65	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$J_x =$	317,8	cm^4	momento d'inerzia del singolo profilo
$A_v =$	6,31	cm^2	area resistente al taglio $(A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f)$

Tipo di acciaio **s235**

$f_{yk} =$	235,00	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	360,00	N/mm^2	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\epsilon = 1 \quad \epsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala	$c/t =$	3,62	classe	1
Anima	$c/t =$	21,23	classe	1

Classe di appartenenza del profilo: **1**

(per profili IPE o HE \rightarrow per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd} =$	13,592 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	81,474 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	295,65 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,1163 \quad \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,3896$$

$$a = 0,390 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$ KNm	$M_{N,y,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
0,00	13,59	13,59	2,96	4,59	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

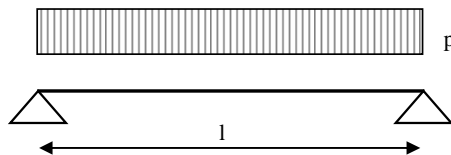
$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 15,16 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,25 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 2,96 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 11,853 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti } g = 5,61 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili } q = 4,5 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico } (g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q) = 15,16 \text{ KN/m}$$

δ_c (mm) =	0
δ_1 (mm) =	0,27
δ_2 (mm) =	0,21
δ_{max} (mm) =	0,48

monta iniziale della trave

spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$$\delta_{max, LIM} = 3,125 \text{ mm}$$

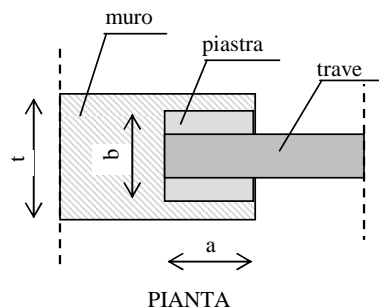
$\delta_{2,LIM} =$	2,500	mm
--------------------	-------	----

δ_{max}	< del valore limite __ VERIFICATO	
----------------	-----------------------------------	--

δ_2	< del valore limite __ VERIFICATO	
------------	-----------------------------------	--

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

presenza di piastra di appoggio	si
profondità della piastra di appoggio	a (cm) = 20
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) = 15
spessore del muro	t (cm) = 15



Caratteristiche della muratura

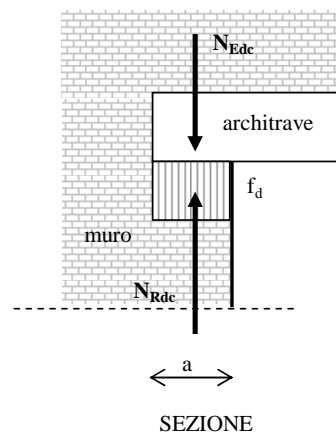
muratura in pietrame disordinato

$f_m = 100 \text{ N/cm}^2$ Resistenza media a compressione

Livello di conoscenza **LC1**

Coeff. parziale di sicurezza γ_M **1**

Fattore di confidenza **1,35**



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc}

deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi

concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$ dove:

- β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza si sceglie $\beta = 1$
- A_b = area dell'impronta del carico
- f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) = 20

b (cm) = 15

$A_b = 300 \text{ cm}^2$

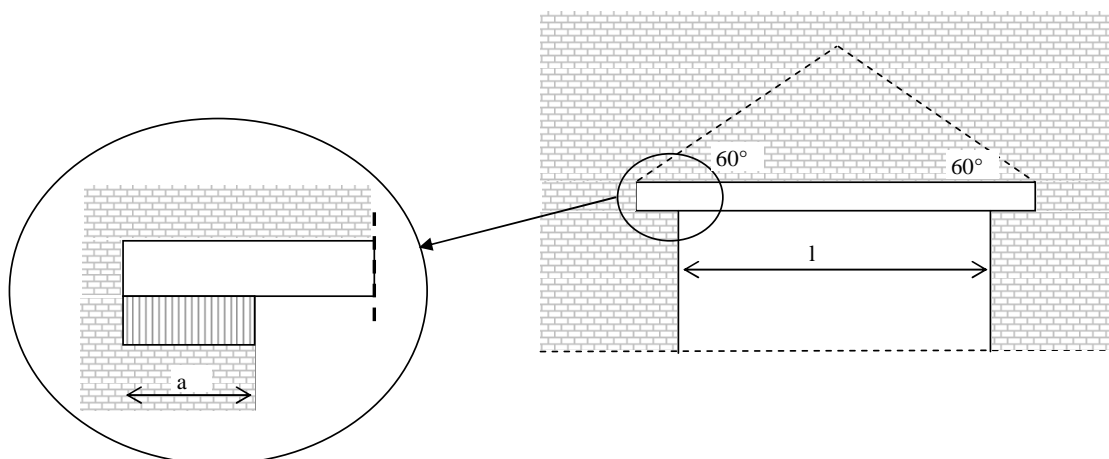
$f_d =$	74,07	N/cm ²	Resistenza di calcolo a compressione della muratura
$N_{Edc} =$	9,47	KN	Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio
$N_{Rdc} =$	22,22	KN	Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati
$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,426	<=1 verificato	

PIANO: AMMEZZATO architrave tipo 4

PARETE N° A4

ARCHITRAVE N° A4

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



luce architrave "l" 1,05 m

lunghezza di appoggio "a" 20 cm

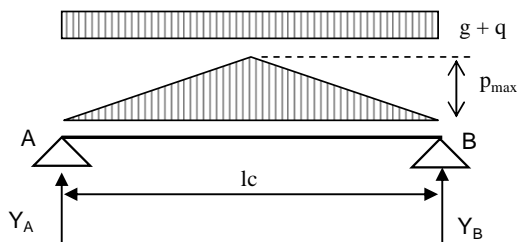
luce di calcolo "lc" 1,25 m

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	4	3	2,92	2,92	3	3

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
10,22	10,5

	spessore	massa vol.	p _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,15	18	0,17

Schema statico:



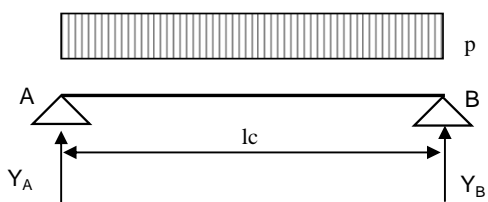
Totale carichi permanenti $g = 10,31$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_G = 1,5$

Totale carichi variabili $q = 10,5$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_Q = 1,5$

Combinazione di carico $(g \times \gamma_G + q \times \gamma_Q) = 31,21$ KN/m



p (KN/m)	31,21
----------	-------

luce di calcolo "lc" (m)	1,25
--------------------------	------

Y _A (KN)	19,50
---------------------	-------

Y _B (KN)	19,50
---------------------	-------

Sollecitazioni di calcolo

M _{Ed}	6,10	KNm
-----------------	------	-----

V _{Ed}	19,50	KN
-----------------	-------	----

N _{Ed}	0,00	KN
-----------------	------	----

Profilati

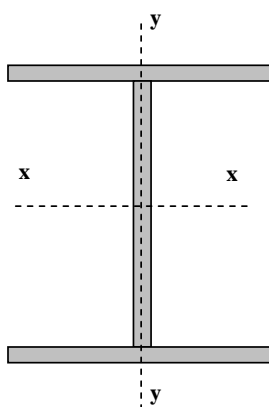
Profilato tipo

IPE

Numero di profili per l'architrave

1

140



valori del singolo profilo	A =	16,43	cm ²	area lorda del profilo
	b =	73	mm	larghezza delle ali
	t _f =	6,9	mm	spessore delle ali
	t _w =	4,7	mm	spessore dell'anima
	r =	7	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	140	mm	altezza del profilo

$E =$	210000	N/mm^2	modulo elastico
$W_{pl,x} =$	88,34	cm^3	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
$W_{el,x} =$	77,32	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$W_{el,y} =$	12,31	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$J_x =$	541,2	cm^4	momento d'inerzia del singolo profilo
$A_v =$	7,65	cm^2	area resistente al taglio $(A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f)$

Tipo di acciaio **s235**

$f_{yk} =$	235,00	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	360,00	N/mm^2	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\epsilon = 1 \quad \epsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala	$c/t =$	3,93	classe	1
Anima	$c/t =$	23,87	classe	1

Classe di appartenenza del profilo:	1
-------------------------------------	----------

(per profili IPE o HE \rightarrow per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd} =$	19,771 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	98,803 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	367,72 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,1974 \quad \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,3869$$

$$a = 0,387 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$ KNm	$M_{N,y,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
0,00	19,77	19,77	6,10	3,24	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

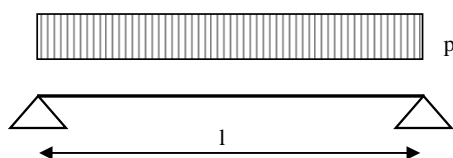
$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 31,21 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,25 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 6,10 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 17,305 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti} \quad g = 10,31 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili} \quad q = 10,5 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico} \quad (g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q) = 31,21 \text{ KN/m}$$

δ_c (mm) =	0
δ_1 (mm) =	0,29
δ_2 (mm) =	0,29
δ_{max} (mm) =	0,58

monta iniziale della trave

spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$$\delta_{max, LIM} = 3,125 \text{ mm}$$

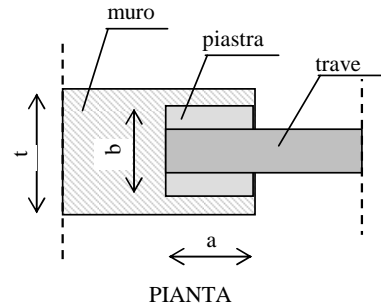
$\delta_{2,LIM} =$	2,500	mm
--------------------	-------	----

δ_{max}	< del valore limite __ VERIFICATO	
----------------	-----------------------------------	--

δ_2	< del valore limite __ VERIFICATO	
------------	-----------------------------------	--

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

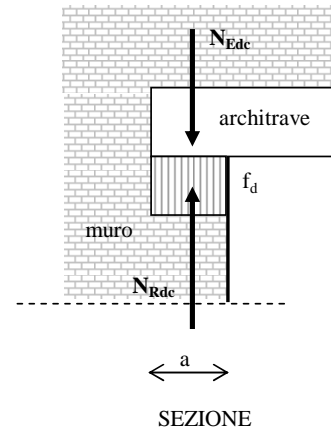
presenza di piastra di appoggio	si
profondità della piastra di appoggio	a (cm) = 20
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) = 15
spessore del muro	t (cm) = 15



Caratteristiche della muratura

muratura in pietrame disordinato

$f_m =$	100	N/cm ²	Resistenza media a compressione
Livello di conoscenza	LC1		
Coeff. parziale di sicurezza γ_M	1		
Fattore di confidenza	1,35		



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc} deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$ dove: β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati
variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza
si sceglie $\beta = 1$
 A_b = area dell'impronta del carico
 f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) = 20

b (cm) = 15

$A_b =$ 300 cm²

$f_d =$ 74,07 N/cm² Resistenza di calcolo a compressione della muratura

$N_{Edc} =$	19,50	KN
-------------	-------	----

 Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio

$N_{Rdc} =$	22,22	KN
-------------	-------	----

 Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati

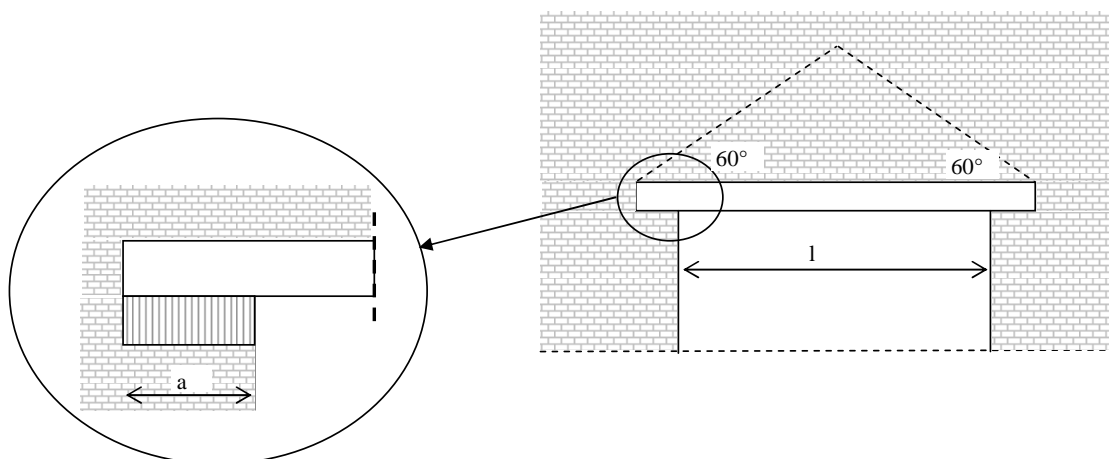
$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,878	≤ 1 verificato
-----------------------	-------	----------------------------

PIANO: AMMEZZATO - Architrave 5

PARETE N° A5

ARCHITRAVE N° 5

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



luce architrave "l" 1,05 m

lunghezza di appoggio "a" 20 cm

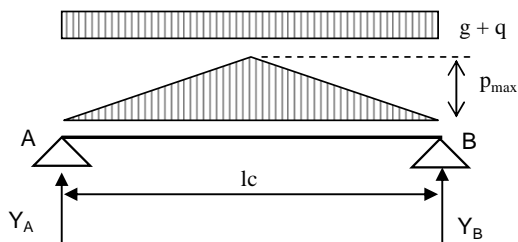
luce di calcolo "lc" 1,25 m

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	1	1	2,92	2,92	3	3

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
2,92	3

	spessore	massa vol.	p _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,15	13,75	1,87

Schema statico:



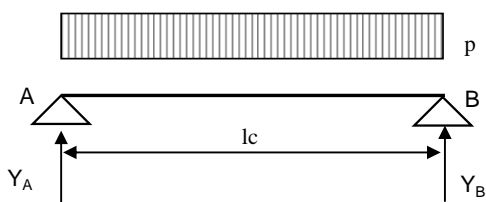
Totale carichi permanenti g = 3,86 KN/m

coeff. parziale di sicurezza γ_G = 1,5

Totale carichi variabili q = 3 KN/m

coeff. parziale di sicurezza γ_Q = 1,5

Combinazione di carico (g x γ_G + q x γ_Q) = 10,28 KN/m



p (KN/m)	10,28
----------	-------

luce di calcolo "lc" (m)	1,25
--------------------------	------

Y_A (KN)	6,43
------------	------

Y_B (KN)	6,43
------------	------

Sollecitazioni di calcolo

M_{Ed}	2,01	KNm
----------	------	-----

V_{Ed}	6,43	KN
----------	------	----

N_{Ed}	0,00	KN
----------	------	----

Profilati

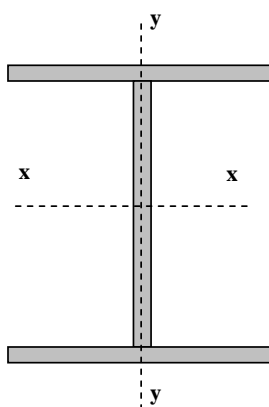
Profilato tipo

IPE

Numero di profili per l'architrave

1

100



valori del singolo profilo	A =	10,32	cm ²	area lorda del profilo
	b =	55	mm	larghezza delle ali
	t _f =	5,7	mm	spessore delle ali
	t _w =	4,1	mm	spessore dell'anima
	r =	7	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	100	mm	altezza del profilo

$E =$	210000	N/mm^2	modulo elastico
$W_{pl,x} =$	39,41	cm^3	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
$W_{el,x} =$	34,2	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$W_{el,y} =$	5,79	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$J_x =$	171	cm^4	momento d'inerzia del singolo profilo
$A_v =$	5,08	cm^2	area resistente al taglio $(A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f)$

Tipo di acciaio **s235**

$f_{yk} =$	235,00	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	360,00	N/mm^2	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\epsilon = 1 \quad \epsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala	$c/t =$	3,24	classe	1
Anima	$c/t =$	18,20	classe	1

Classe di appartenenza del profilo:	1
-------------------------------------	----------

(per profili IPE o HE \rightarrow per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd} =$	8,8203 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	65,664 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	230,97 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,0979 \quad \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,3924$$

$$a = 0,392 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$ KNm	$M_{N,y,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
0,00	8,82	8,82	2,01	4,39	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

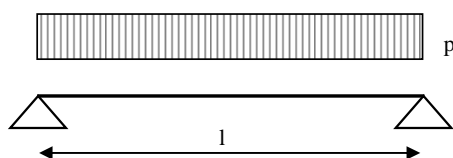
$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 10,28 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,25 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 2,01 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 7,6543 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti} \quad g = 3,86 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili} \quad q = 3 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico} \quad (g \gamma_G + q \gamma_Q) = 10,28 \text{ KN/m}$$

δ_c (mm) =	0
δ_1 (mm) =	0,34
δ_2 (mm) =	0,27
δ_{max} (mm) =	0,61

monta iniziale della trave

spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$$\delta_{max, LIM} = 3,125 \text{ mm}$$

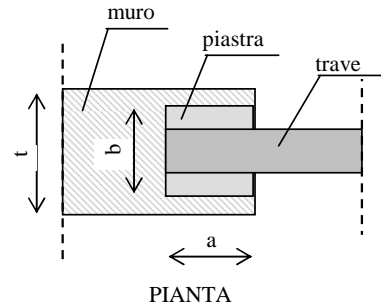
$\delta_{2,LIM} =$	2,500	mm
--------------------	-------	----

δ_{max}	< del valore limite __ VERIFICATO	
----------------	-----------------------------------	--

δ_2	< del valore limite __ VERIFICATO	
------------	-----------------------------------	--

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

presenza di piastra di appoggio	si
profondità della piastra di appoggio	a (cm) = 20
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) = 15
spessore del muro	t (cm) = 15



Caratteristiche della muratura

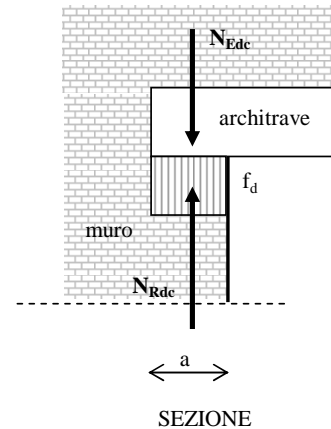
muratura in forati

$f_m = 100 \text{ N/cm}^2$ Resistenza media a compressione

Livello di conoscenza **LC1**

Coeff. parziale di sicurezza γ_M **1**

Fattore di confidenza **1,35**



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc} deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$ dove: β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati
variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza
si sceglie $\beta = 1$
 A_b = area dell'impronta del carico
 f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) = 20

b (cm) = 15

$A_b = 300 \text{ cm}^2$

$f_d = 74,07 \text{ N/cm}^2$ Resistenza di calcolo a compressione della muratura

$N_{Edc} =$	6,43	KN
-------------	------	----

 Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio

$N_{Rdc} =$	22,22	KN
-------------	-------	----

 Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati

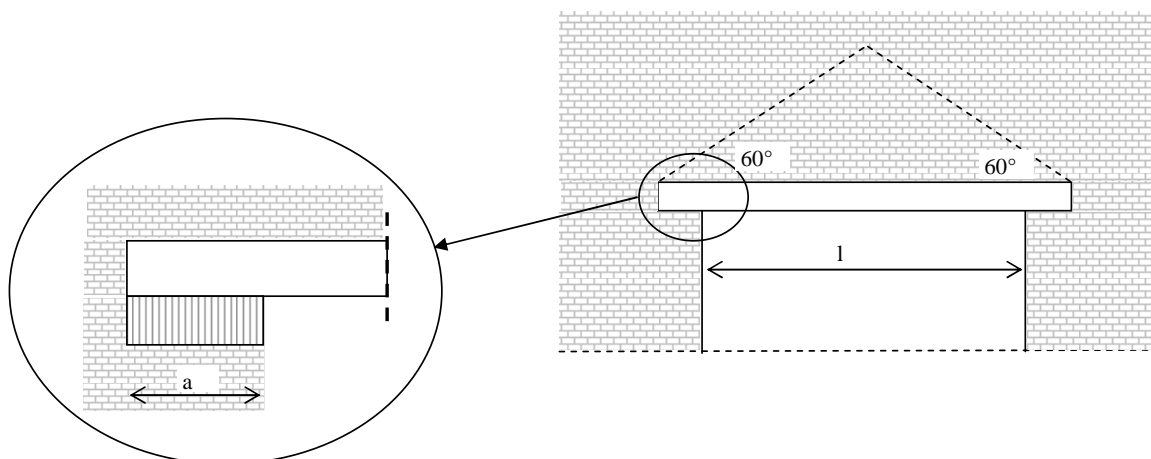
$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,289	≤ 1 verificato
-----------------------	-------	----------------------------

PIANO: AMMEZZATO - architrave tipo 6

PARETE N° A6

ARCHITRAVE N° 6

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



luce architrave "l" 1,05 m

lunghezza di appoggio "a" 20 cm

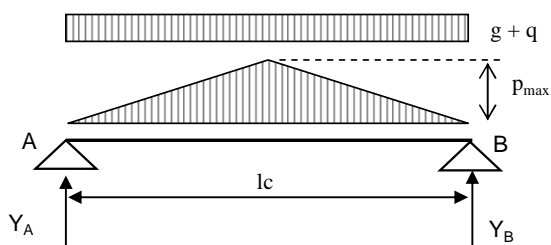
luce di calcolo "lc" 1,25 m

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	0	2	2,92	2,92	3	3

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
2,92	3

	spessore	massa vol.	p _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,15	18	2,45

Schema statico:



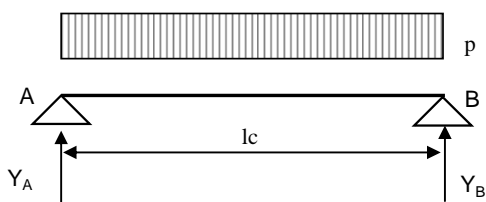
Totale carichi permanenti g = 4,15 KN/m

coeff. parziale di sicurezza γ_G = 1,5

Totale carichi variabili q = 3 KN/m

coeff. parziale di sicurezza γ_Q = 1,5

Combinazione di carico (g x γ_G + q x γ_Q) = 10,72 KN/m



p (KN/m)	10,72
luce di calcolo "lc" (m)	1,25
Y _A (KN)	6,70
Y _B (KN)	6,70

Sollecitazioni di calcolo

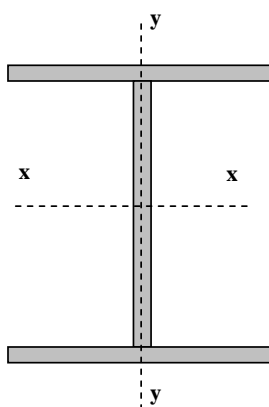
M _{Ed}	2,09	KNm
V _{Ed}	6,70	KN
N _{Ed}	0,00	KN

Profilati

Profilato tipo	IPE
	120

Numero di profili per l'architrave

1



valori del singolo profilo	A =	13,21	cm ²	area lorda del profilo
	b =	64	mm	larghezza delle ali
	t _f =	6,3	mm	spessore delle ali
	t _w =	4,4	mm	spessore dell'anima
	r =	7	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	120	mm	altezza del profilo

$E =$	210000	N/mm^2	modulo elastico	
$W_{pl,x} =$	60,73	cm^3	modulo di resistenza plastico del singolo profilo	
$W_{el,x} =$	52,96	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo	
$W_{el,y} =$	8,65	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo	
$J_x =$	317,8	cm^4	momento d'inerzia del singolo profilo	
$A_v =$	6,31	cm^2	area resistente al taglio	$(A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f)$

Tipo di acciaio **s235**

$f_{yk} =$	235,00	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	360,00	N/mm^2	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\epsilon = 1 \quad \epsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala	$c/t =$	3,62	classe	1
Anima	$c/t =$	21,23	classe	1

Classe di appartenenza del profilo:	1
-------------------------------------	----------

(per profili IPE o HE \rightarrow per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd} =$	13,592 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	81,474 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	295,65 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,0822 \quad <= 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,3896$$

$$a = 0,390 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } <= 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$ KNm	$M_{N,y,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
0,00	13,59	13,59	2,09	6,49	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

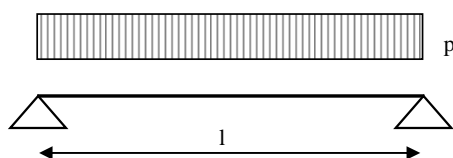
$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 10,72 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,25 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 2,09 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 11,853 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti} \quad g = 4,15 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili} \quad q = 3 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico } (g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q) = 10,72 \text{ KN/m}$$

δ_c (mm) =	0
δ_1 (mm) =	0,20
δ_2 (mm) =	0,14
δ_{max} (mm) =	0,34

monta iniziale della trave

spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$$\delta_{max, LIM} = 3,125 \text{ mm}$$

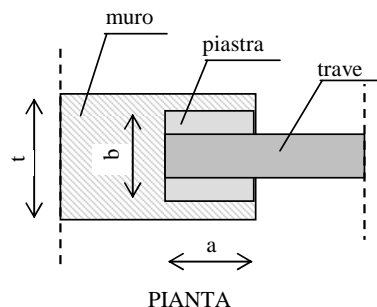
$\delta_{2,LIM} =$	2,500	mm
--------------------	-------	----

δ_{max}	< del valore limite __ VERIFICATO	
----------------	-----------------------------------	--

δ_2	< del valore limite __ VERIFICATO	
------------	-----------------------------------	--

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

presenza di piastra di appoggio	si
profondità della piastra di appoggio	a (cm) = 20
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) = 15
spessore del muro	t (cm) = 15



Caratteristiche della muratura

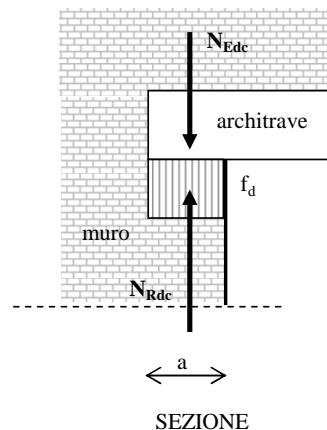
muratura in mattoni pieni

$f_m = 100$ N/cm² Resistenza media a compressione

Livello di conoscenza LC1

Coeff. parziale di sicurezza γ_M 1

Fattore di confidenza 1,35



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc}

deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi

concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$ dove: β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati
variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza
si sceglie $\beta = 1$
 A_b = area dell'impronta del carico
 f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) = 20

b (cm) = 15

$A_b = 300$ cm²

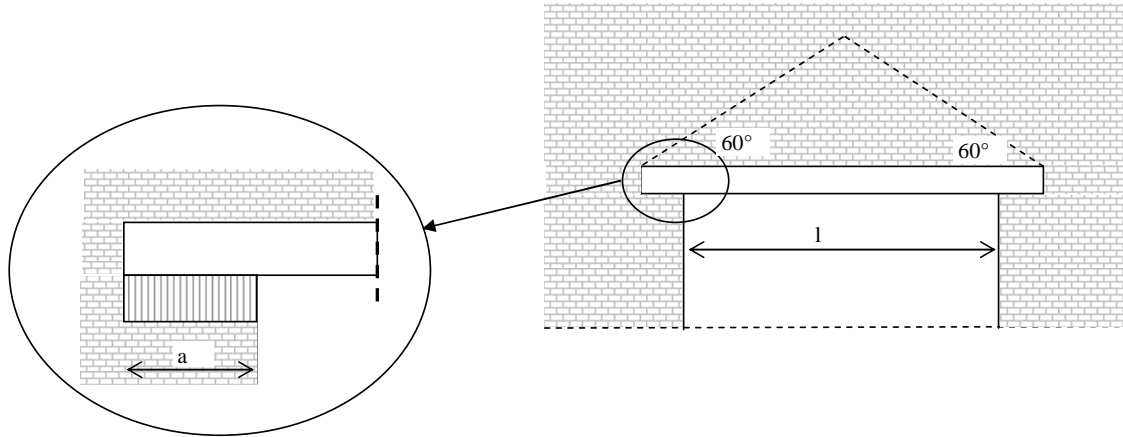
$f_d =$	74,07	N/cm ²	Resistenza di calcolo a compressione della muratura
$N_{Edc} =$	6,70	KN	Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio
$N_{Rdc} =$	22,22	KN	Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati
$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,301	<=1 verificato	

PIANO: AMMEZZATO - architrave tipo 7

PARETE N° A7

ARCHITRAVE N° 7

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



luce architrave "l" 1,05 m

lunghezza di appoggio "a" 20 cm

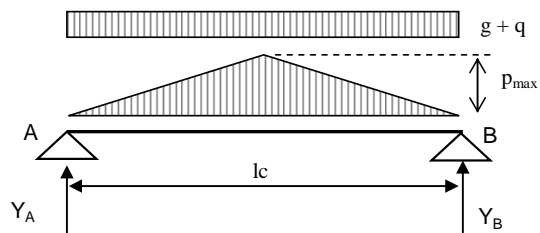
luce di calcolo "lc" 1,25 m

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	0	4	4,5	4,5	3	3

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
9	6

	spessore	massa vol.	p _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,15	18	2,45

Schema statico:



Totale carichi permanenti g = 10,23 KN/m

coeff. parziale di sicurezza γ_G = 1,5

Totale carichi variabili q = 6 KN/m

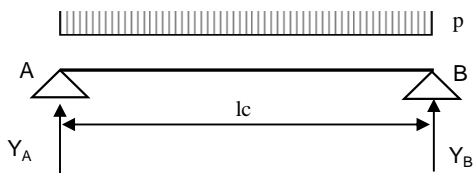
coeff. parziale di sicurezza γ_Q = 1,5

Combinazione di carico (g_xγ_G + q_xγ_Q) = 24,34 KN/m



p

p (KN/m) 24,34



luce di calcolo "lc" (m)	1,25
--------------------------	------

Y_A (KN)	15,21
------------	-------

Y_B (KN)	15,21
------------	-------

Sollecitazioni di calcolo

M_{Ed}	4,75	KNm
----------	------	-----

V_{Ed}	15,21	KN
----------	-------	----

N_{Ed}	0,00	KN
----------	------	----

Profilati

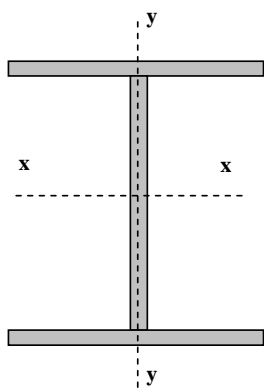
Profilato tipo

IPE

Numero di profili per l'architrave

1

120



valori del singolo profilo	A =	13,21	cm ²	area lorda del profilo
	b =	64	mm	larghezza delle ali
	t _f =	6,3	mm	spessore delle ali
	t _w =	4,4	mm	spessore dell'anima
	r =	7	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	120	mm	altezza del profilo

$E =$	210000	N/mm^2	modulo elastico	
$W_{pl,x} =$	60,73	cm^3	modulo di resistenza plastico del singolo profilo	
$W_{el,x} =$	52,96	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo	
$W_{el,y} =$	8,65	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo	
$J_x =$	317,8	cm^4	momento d'inerzia del singolo profilo	
$A_v =$	6,31	cm^2	area resistente al taglio	$(A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f)$

Tipo di acciaio **s235**

$f_{yk} =$	235,00	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	360,00	N/mm^2	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\varepsilon = 1$$

$$\varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala $c/t =$ 3,62 classe 1

Anima $c/t =$ 21,23 classe 1

Classe di appartenenza del profilo:	1
-------------------------------------	----------

(per profili IPE o HE → per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd} =$ 13,592 KNm Resistenza di calcolo a flessione

$V_{c,Rd} =$ 81,474 KN Resistenza di calcolo a taglio

$N_{c,Rd} =$ 295,65 KN Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$

0,1867

$\leq 0,5$: si può trascurare l'influenza del taglio

$\rho =$

0,000

Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento

$(A - 2bt_f)/A =$

0,3896

$a =$

0,390

$a = (A-2bt_f)/A$ se $\leq 0,5$ altrimenti $a = 0,5$

$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$ KNm	$M_{N,y,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
0,00	13,59	13,59	4,75	2,86	verificato

$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

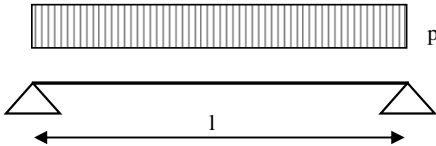
$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$p =$

24,34

KN/m

$l =$

1,25

m

$M_{Ed} =$

4,75

KNm

$M_{el} =$

11,853

KNm

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

Totale carichi permanenti

$g =$

10,23

KN/m

coeff. parziale di sicurezza

$\gamma_G =$

1,5

Totale carichi variabili

$q =$

6

KN/m

coeff. parziale di sicurezza

$\gamma_Q =$

1,5

Combinazione di carico ($g + q$) =

24,34

KN/m

δ_c (mm) =	0	monta iniziale della trave
δ_1 (mm) =	0,49	spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti
δ_2 (mm) =	0,29	spostamento elastico dovuto ai carichi variabili
δ_{max} (mm) =	0,77	spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$\delta_{max} / L = 1/k$

$k =$

400

$\delta_2 / L = 1/k$

$k =$

500

$\delta_{max, LIM} =$

3,125

mm

$\delta_{2, LIM} =$

2,500

mm

δ_{\max}	< del valore limite __ VERIFICATO	
-----------------	-----------------------------------	--

δ_2	< del valore limite __ VERIFICATO	
------------	-----------------------------------	--

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

presenza di piastra di appoggio

si

profondità della piastra di appoggio

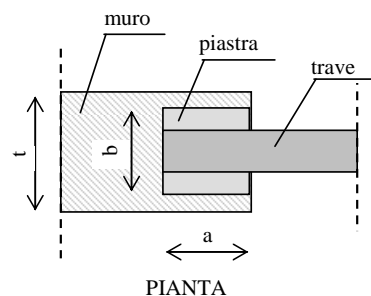
a (cm) = 20

larghezza della piastra di appoggio

b (cm) = 15

spessore del muro

t (cm) = 15



Caratteristiche della muratura

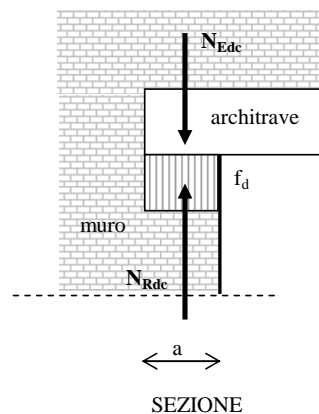
muratura in mattoni pieni

$f_m = 100 \text{ N/cm}^2$ Resistenza media a compressione

Livello di conoscenza LC1

Coeff. parziale di sicurezza γ_M 1

Fattore di confidenza 1,35



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc}

deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi

concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$

dove:

β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati
variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza
si sceglie $\beta = 1$

A_b = area dell'impronta del carico

f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) = 20

b (cm) = 15

$A_b = 300 \text{ cm}^2$

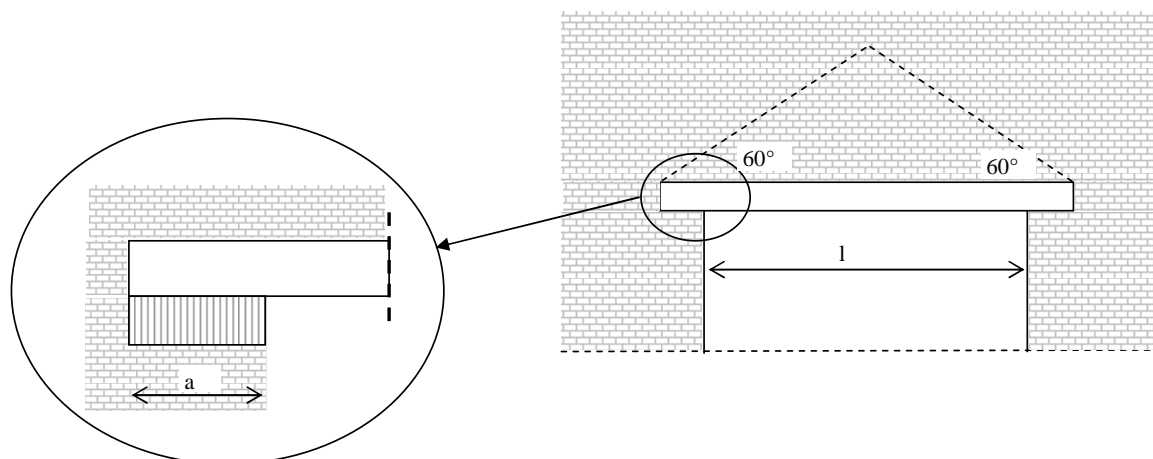
$f_d =$	74,07	N/cm ²	Resistenza di calcolo a compressione della muratura
$N_{Edc} =$	15,21	KN	Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio
$N_{Rdc} =$	22,22	KN	Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati
$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,685	<=1 verificato	

PIANO: AMMEZZATO - architrave tipo 8

PARETE N° A8

ARCHITRAVE N° A8

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



luce architrave "l" 1,05 m

lunghezza di appoggio "a" 20 cm

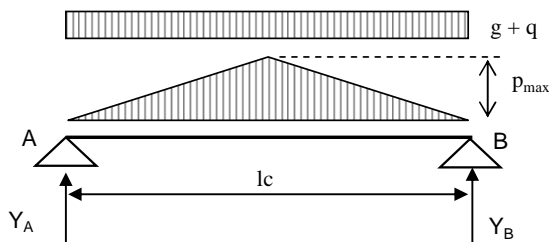
luce di calcolo "lc" 1,25 m

	carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	4	4,5	4,5	4,5

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
19,125	12,75

	spessore	massa vol.	p _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,15	18	2,45

Schema statico:



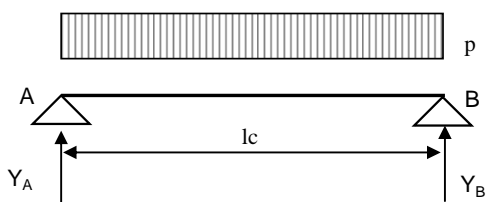
Totale carichi permanenti g = 20,35 KN/m

coeff. parziale di sicurezza γ_G = 1,5

Totale carichi variabili q = 12,75 KN/m

coeff. parziale di sicurezza γ_Q = 1,5

Combinazione di carico (gxγ_G + qxγ_Q) = 49,65 KN/m



p (KN/m)	49,65
luce di calcolo "lc" (m)	1,25
Y _A (KN)	31,03
Y _B (KN)	31,03

Sollecitazioni di calcolo

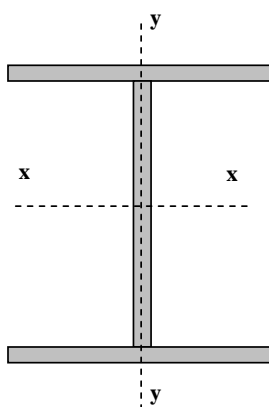
M _{Ed}	9,70	KNm
V _{Ed}	31,03	KN
N _{Ed}	0,00	KN

Profilati

Profilato tipo	IPE
	120

Numero di profili per l'architrave

1



valori del singolo profilo	A =	13,21	cm ²	area lorda del profilo
	b =	64	mm	larghezza delle ali
	t _f =	6,3	mm	spessore delle ali
	t _w =	4,4	mm	spessore dell'anima
	r =	7	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	120	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm ²	modulo elastico	
W _{pl,x} =	60,73	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo	
W _{el,x} =	52,96	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo	
W _{el,y} =	8,65	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo	
J _x =	317,8	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo	
A _v =	6,31	cm ²	area resistente al taglio	(A _v = A-2b*t _r +(t _w +2*r)*t _f)

Tipo di acciaio **s235**

f _{yk} =	235,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
f _{tk} =	360,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
γ _{M0} =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\epsilon = 1 \quad \epsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala c/t = 3,62 classe 1

Anima c/t = 21,23 classe 1

Classe di appartenenza del profilo: **1**

(per profili IPE o HE → per l'ala: c = b-t_w-2·r t = t_f ; per l'anima: c = h-2·t_f-2·r t = t_w)

Resistenze di calcolo

M _{c,Rd} =	13,592 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
V _{c,Rd} =	81,474 KN	Resistenza di calcolo a taglio
N _{c,Rd} =	295,65 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,3809 \quad <= 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,3896$$

$$a = 0,390 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } <= 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$ KNm	$M_{N,y,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
0,00	13,59	13,59	9,70	1,40	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

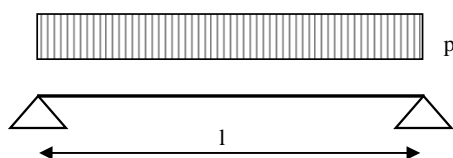
$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 49,65 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,25 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 9,70 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 11,853 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti} \quad g = 20,35 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili} \quad q = 12,75 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico } (g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q) = 49,65 \text{ KN/m}$$

δ_c (mm) =	0
δ_1 (mm) =	0,97
δ_2 (mm) =	0,61
δ_{max} (mm) =	1,58

monta iniziale della trave

spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$$\delta_{max, LIM} = 3,125 \text{ mm}$$

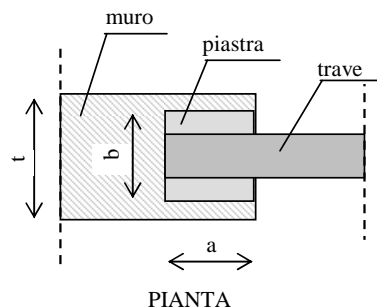
$\delta_{2,LIM} =$	2,500	mm
--------------------	-------	----

δ_{max}	< del valore limite __ VERIFICATO	
----------------	-----------------------------------	--

δ_2	< del valore limite __ VERIFICATO	
------------	-----------------------------------	--

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

presenza di piastra di appoggio	si
profondità della piastra di appoggio	a (cm) = 30
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) = 15
spessore del muro	t (cm) = 15



Caratteristiche della muratura

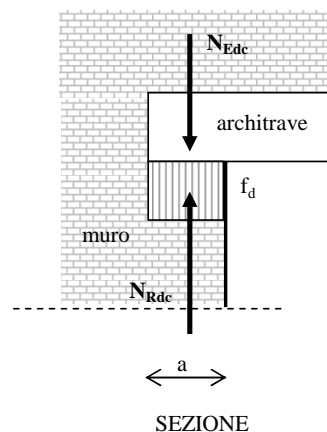
muratura in mattoni pieni

$f_m = 100 \text{ N/cm}^2$ Resistenza media a compressione

Livello di conoscenza LC1

Coeff. parziale di sicurezza γ_M 1

Fattore di confidenza 1,35



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc}

deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi

concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$ dove:

- β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza si sceglie $\beta = 1$
- A_b = area dell'impronta del carico
- f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) = 30

b (cm) = 15

$A_b = 450 \text{ cm}^2$

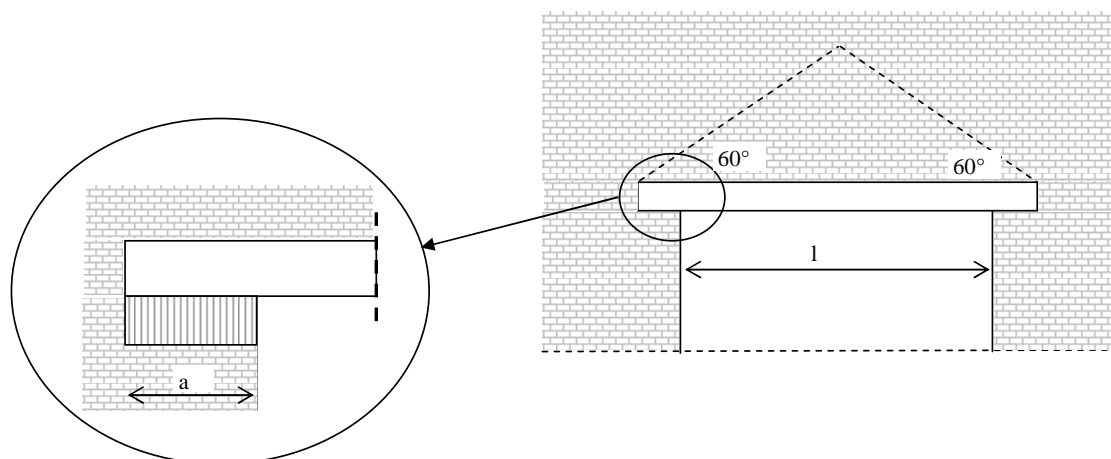
$f_d =$	74,07	N/cm ²	Resistenza di calcolo a compressione della muratura
$N_{Edc} =$	31,03	KN	Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio
$N_{Rdc} =$	33,33	KN	Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati
$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,931	<=1 verificato	

PIANO: Primo - Architrave 9

PARETE N° A9

ARCHITRAVE N° 9

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



luce architrave "l" 1,05 m

lunghezza di appoggio "a" 20 cm

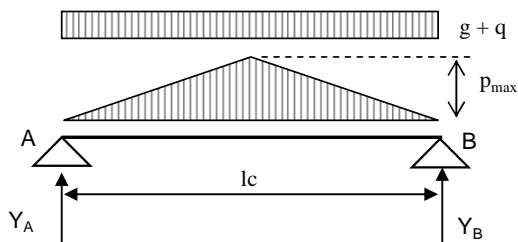
luce di calcolo "lc" 1,25 m

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	0	1	1,05	1,05	3	3

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
0,525	1,5

	spessore	massa vol.	p _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,15	18	2,45

Schema statico:



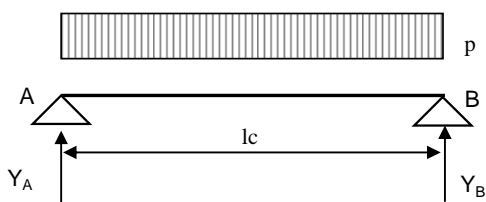
Totale carichi permanenti g = 1,75 KN/m

coeff. parziale di sicurezza γ_G = 1,5

Totale carichi variabili q = 1,5 KN/m

coeff. parziale di sicurezza γ_Q = 1,5

Combinazione di carico (g x γ_G + q x γ_Q) = 4,88 KN/m



p (KN/m)	4,88
----------	------

luce di calcolo "lc" (m)	1,25
--------------------------	------

Y _A (KN)	3,05
---------------------	------

Y _B (KN)	3,05
---------------------	------

Sollecitazioni di calcolo

M _{Ed}	0,95	KNm
-----------------	------	-----

V _{Ed}	3,05	KN
-----------------	------	----

N _{Ed}	0,00	KN
-----------------	------	----

Profilati

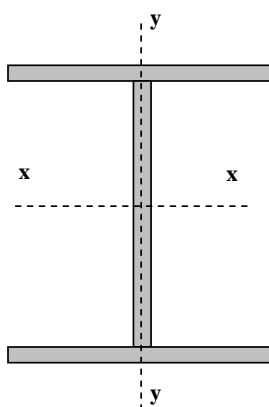
Profilato tipo

IPE

Numero di profili per l'architrave

1

100



valori del singolo profilo	A =	10,32	cm ²	area lorda del profilo
	b =	55	mm	larghezza delle ali
	t _f =	5,7	mm	spessore delle ali
	t _w =	4,1	mm	spessore dell'anima
	r =	7	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	100	mm	altezza del profilo

$E =$	210000	N/mm^2	modulo elastico
$W_{pl,x} =$	39,41	cm^3	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
$W_{el,x} =$	34,2	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$W_{el,y} =$	5,79	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$J_x =$	171	cm^4	momento d'inerzia del singolo profilo
$A_v =$	5,08	cm^2	area resistente al taglio $(A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f)$

Tipo di acciaio **s235**

$f_{yk} =$	235,00	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	360,00	N/mm^2	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\epsilon = 1 \quad \epsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala	$c/t =$	3,24	classe	1
Anima	$c/t =$	18,20	classe	1

Classe di appartenenza del profilo:	1
-------------------------------------	----------

(per profili IPE o HE \rightarrow per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd} =$	8,8203 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	65,664 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	230,97 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,0464 \quad \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,3924$$

$$a = 0,392 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$ KNm	$M_{N,y,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
0,00	8,82	8,82	0,95	9,26	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

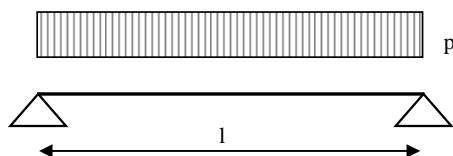
$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 4,88 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,25 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 0,95 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 7,6543 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti } g = 1,75 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili } q = 1,5 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico } (g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q) = 4,88 \text{ KN/m}$$

δ_c (mm) =	0	monta iniziale della trave
δ_1 (mm) =	0,16	spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti
δ_2 (mm) =	0,13	spostamento elastico dovuto ai carichi variabili
δ_{max} (mm) =	0,29	spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$$\delta_{max, LIM} = 3,125 \text{ mm}$$

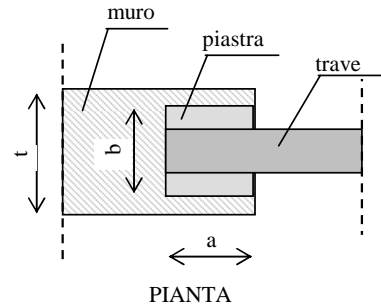
$\delta_{2,LIM} =$	2,500	mm
--------------------	-------	----

δ_{max}	< del valore limite __ VERIFICATO	
----------------	-----------------------------------	--

δ_2	< del valore limite __ VERIFICATO	
------------	-----------------------------------	--

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

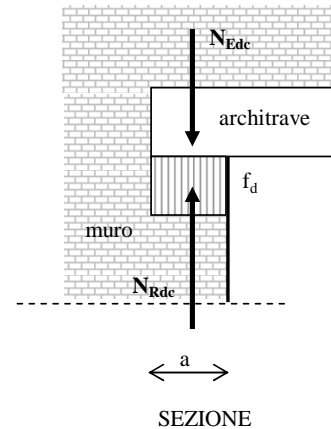
presenza di piastra di appoggio	si
profondità della piastra di appoggio	a (cm) = 20
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) = 15
spessore del muro	t (cm) = 15



Caratteristiche della muratura

muratura in mattoni pieni

$f_m =$	100	N/cm ²	Resistenza media a compressione
Livello di conoscenza	LC1		
Coeff. parziale di sicurezza γ_M	1		
Fattore di confidenza	1,35		



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc} deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$ dove: β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati
variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza
si sceglie $\beta = 1$
 A_b = area dell'impronta del carico
 f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) = 20

b (cm) = 15

$A_b =$ 300 cm²

$f_d =$ 74,07 N/cm² Resistenza di calcolo a compressione della muratura

$N_{Edc} =$	3,05	KN
-------------	------	----

 Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio

$N_{Rdc} =$	22,22	KN
-------------	-------	----

 Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati

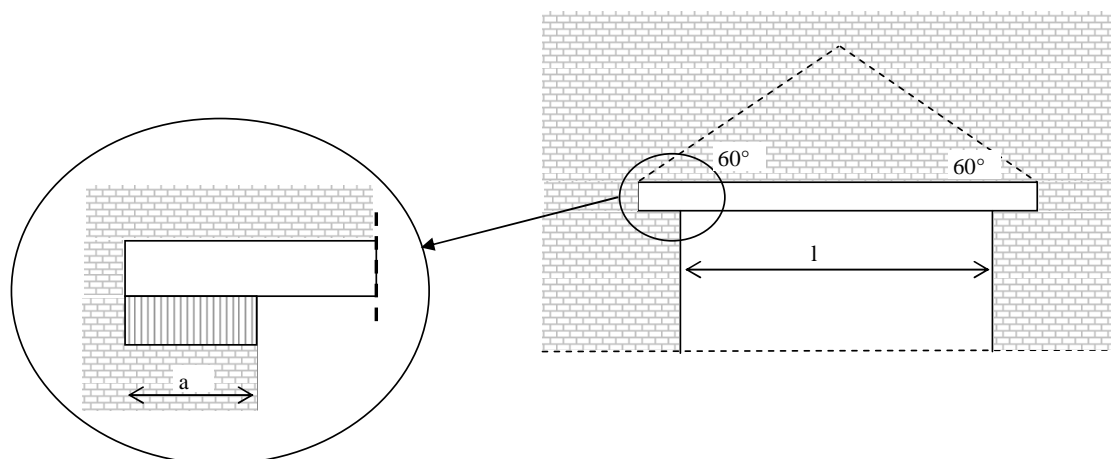
$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,137	≤ 1 verificato
-----------------------	-------	----------------------------

PIANO: PRIMO architrave tipo 10

PARETE N° A10

ARCHITRAVE N° 10

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



luce architrave "l" 1,05 m

lunghezza di appoggio "a" 20 cm

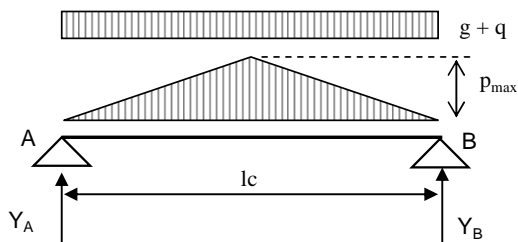
luce di calcolo "lc" 1,25 m

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	4	5	1,05	1,05	3	3

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
4,725	13,5

	spessore	massa vol.	p _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0	19	0,00

Schema statico:



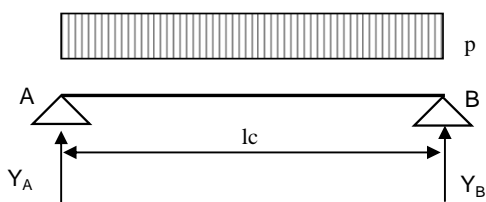
Totale carichi permanenti $g = 4,73$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_G = 1,5$

Totale carichi variabili $q = 13,5$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_Q = 1,5$

Combinazione di carico $(g \times \gamma_G + q \times \gamma_Q) = 27,34$ KN/m



p (KN/m)	27,34
----------	-------

luce di calcolo "lc" (m)	1,25
--------------------------	------

Y _A (KN)	17,09
---------------------	-------

Y _B (KN)	17,09
---------------------	-------

Sollecitazioni di calcolo

M _{Ed}	5,34	KNm
-----------------	------	-----

V _{Ed}	17,09	KN
-----------------	-------	----

N _{Ed}	0,00	KN
-----------------	------	----

Profilati

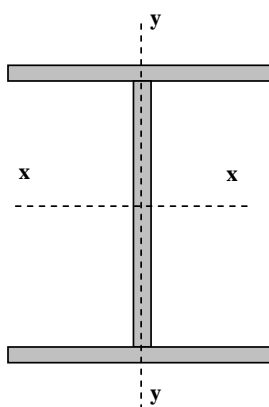
Profilato tipo

IPE

Numero di profili per l'architrave

1

120



valori del singolo profilo	A =	13,21	cm ²	area lorda del profilo
	b =	64	mm	larghezza delle ali
	t _f =	6,3	mm	spessore delle ali
	t _w =	4,4	mm	spessore dell'anima
	r =	7	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	120	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm ²	modulo elastico
W _{pl,x} =	60,73	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W _{el,x} =	52,96	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W _{el,y} =	8,65	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J _x =	317,8	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo
A _v =	6,31	cm ²	area resistente al taglio (A _v = A-2b*t _f +(t _w +2*r)*t _f)

Tipo di acciaio **s235**

f _{yk} =	235,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
f _{tk} =	360,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
γ _{M0} =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\epsilon = 1 \quad \epsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala	c/t =	3,62	classe	1
Anima	c/t =	21,23	classe	1

Classe di appartenenza del profilo:	1
-------------------------------------	----------

(per profili IPE o HE → per l'ala: c = b-t_w-2·r t = t_f ; per l'anima: c = h-2·t_f-2·r t = t_w)

Resistenze di calcolo

M _{c,Rd} =	13,592 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
V _{c,Rd} =	81,474 KN	Resistenza di calcolo a taglio
N _{c,Rd} =	295,65 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,2097 \quad \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,3896$$

$$a = 0,390 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$ KNm	$M_{N,y,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
0,00	13,59	13,59	5,34	2,55	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

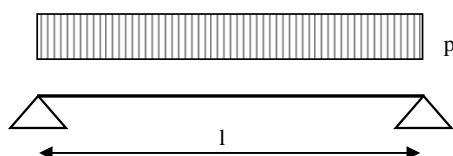
$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 27,34 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,25 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 5,34 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 11,853 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti} \quad g = 4,73 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili} \quad q = 13,5 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico} \quad (g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q) = 27,34 \text{ KN/m}$$

δ_c (mm) =	0
δ_1 (mm) =	0,23
δ_2 (mm) =	0,64
δ_{max} (mm) =	0,87

monta iniziale della trave

spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$\delta_{\max, \text{ LIM}} =$	3,125	mm
--------------------------------	-------	----

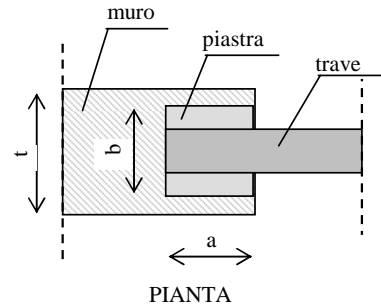
$\delta_{2, \text{ LIM}} =$	2,500	mm
-----------------------------	-------	----

δ_{\max}	< del valore limite __ VERIFICATO	
-----------------	-----------------------------------	--

δ_2	< del valore limite ____ VERIFICATO	
------------	-------------------------------------	--

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

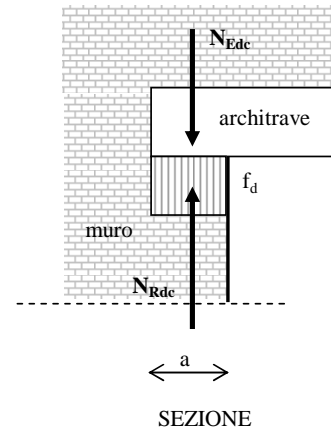
presenza di piastra di appoggio	si
profondità della piastra di appoggio	a (cm) = 20
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) = 15
spessore del muro	t (cm) = 15



Caratteristiche della muratura

muratura in pietrame disordinato

$f_m =$	100	N/cm ²	Resistenza media a compressione
Livello di conoscenza	LC1		
Coeff. parziale di sicurezza γ_M	1		
Fattore di confidenza	1,35		



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc} deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$ dove: β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati
variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza
si sceglie $\beta = 1$
 A_b = area dell'impronta del carico
 f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) =	20
b (cm) =	15

$A_b =$	300	cm ²
---------	-----	-----------------

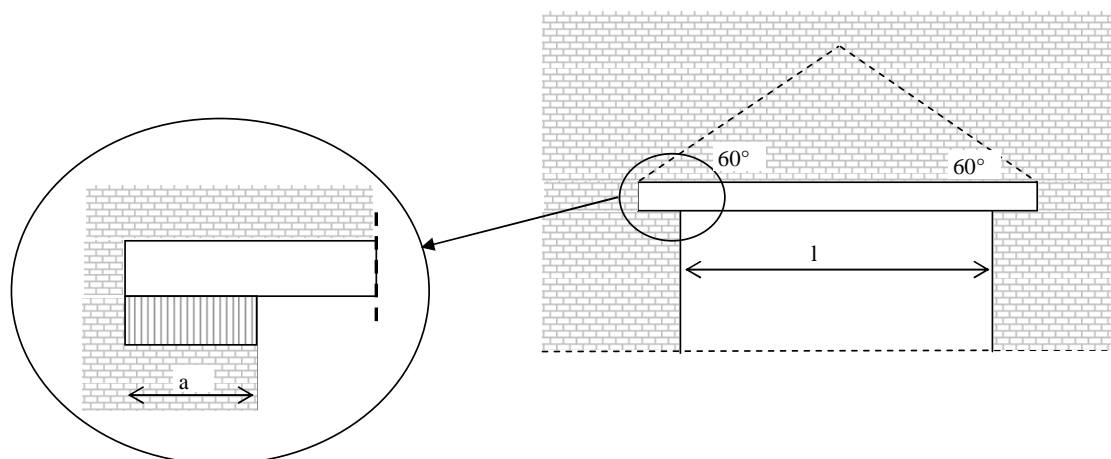
$f_d =$	74,07	N/cm ²	Resistenza di calcolo a compressione della muratura
$N_{Edc} =$	17,09	KN	Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio
$N_{Rdc} =$	22,22	KN	Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati
$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,769	<=1 verificato	

PIANO: PRIMO - Architrave 11

PARETE N° A11

ARCHITRAVE N° 11

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



luce architrave "l" 1,05 m

lunghezza di appoggio "a" 20 cm

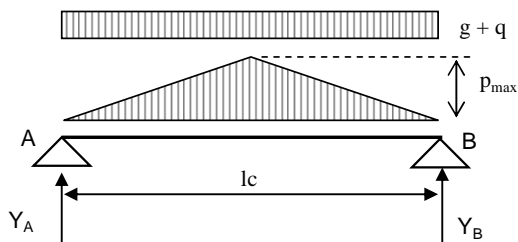
luce di calcolo "lc" 1,25 m

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	5,5	3	4,5	4,5	3	3

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
19,125	12,75

	spessore	massa vol.	p _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,3	18	4,90

Schema statico:



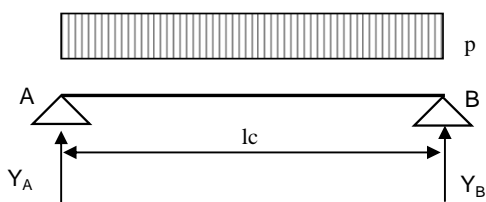
Totale carichi permanenti $g = 21,58$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_G = 1,5$

Totale carichi variabili $q = 12,75$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_Q = 1,5$

Combinazione di carico $(g \times \gamma_G + q \times \gamma_Q) = 51,49$ KN/m



p (KN/m)	51,49
----------	-------

luce di calcolo "lc" (m)	1,25
--------------------------	------

Y _A (KN)	32,18
---------------------	-------

Y _B (KN)	32,18
---------------------	-------

Sollecitazioni di calcolo

M _{Ed}	10,06	KNm
-----------------	-------	-----

V _{Ed}	32,18	KN
-----------------	-------	----

N _{Ed}	0,00	KN
-----------------	------	----

Profilati

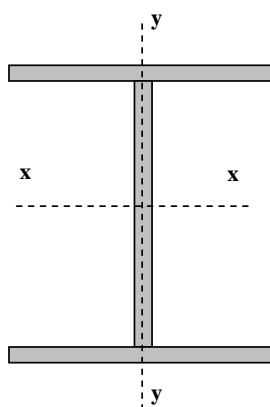
Profilato tipo

IPE

Numero di profili per l'architrave

2

140



valori del singolo profilo	A =	16,43	cm ²	area lorda del profilo
	b =	73	mm	larghezza delle ali
	t _f =	6,9	mm	spessore delle ali
	t _w =	4,7	mm	spessore dell'anima
	r =	7	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	140	mm	altezza del profilo

$E =$	210000	N/mm^2	modulo elastico
$W_{pl,x} =$	88,34	cm^3	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
$W_{el,x} =$	77,32	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$W_{el,y} =$	12,31	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$J_x =$	541,2	cm^4	momento d'inerzia del singolo profilo
$A_v =$	7,65	cm^2	area resistente al taglio $(A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$)

Tipo di acciaio S235

$f_{yk} =$	235,00	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	360,00	N/mm^2	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\epsilon = 1 \quad \epsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala	$c/t =$	3,93	classe	1
Anima	$c/t =$	23,87	classe	1

Classe di appartenenza del profilo:	1
-------------------------------------	----------

(per profili IPE o HE \rightarrow per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd} =$	39,543 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	197,61 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	735,44 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,1629 \quad \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,3869$$

$$a = 0,387 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$ KNm	$M_{N,y,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
0,00	39,54	39,54	10,06	3,93	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

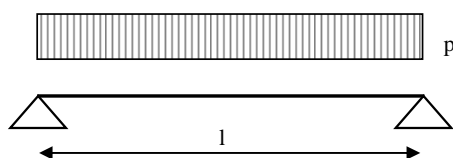
$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 51,49 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,25 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 10,06 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 34,61 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti} \quad g = 21,58 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili} \quad q = 12,75 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico} \quad (g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q) = 51,49 \text{ KN/m}$$

δ_c (mm) =	0
δ_1 (mm) =	0,30
δ_2 (mm) =	0,36
δ_{max} (mm) =	0,66

monta iniziale della trave

spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$\delta_{\max, \text{ LIM}} =$	3,125	mm
--------------------------------	-------	----

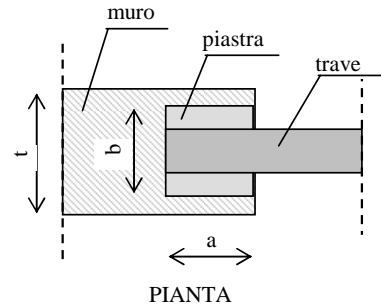
$\delta_{2, \text{ LIM}} =$	2,500	mm
-----------------------------	-------	----

δ_{\max}	< del valore limite __ VERIFICATO	
-----------------	-----------------------------------	--

δ_2	< del valore limite ____ VERIFICATO	
------------	-------------------------------------	--

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

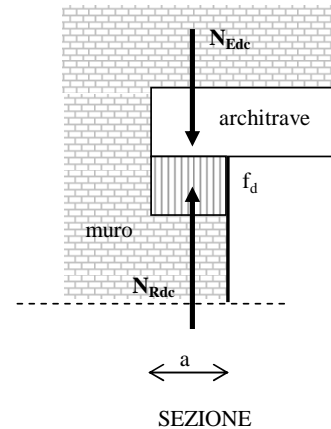
presenza di piastra di appoggio	si
profondità della piastra di appoggio	a (cm) = 20
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) = 25
spessore del muro	t (cm) = 30



Caratteristiche della muratura

muratura in pietrame disordinato

$f_m =$	100	N/cm ²	Resistenza media a compressione
Livello di conoscenza	LC1		
Coeff. parziale di sicurezza γ_M	1		
Fattore di confidenza	1,35		



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc} deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$ dove: β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati
variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza
si sceglie $\beta = 1$
 A_b = area dell'impronta del carico
 f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) =	20
b (cm) =	25

$A_b =$	500	cm ²
---------	-----	-----------------

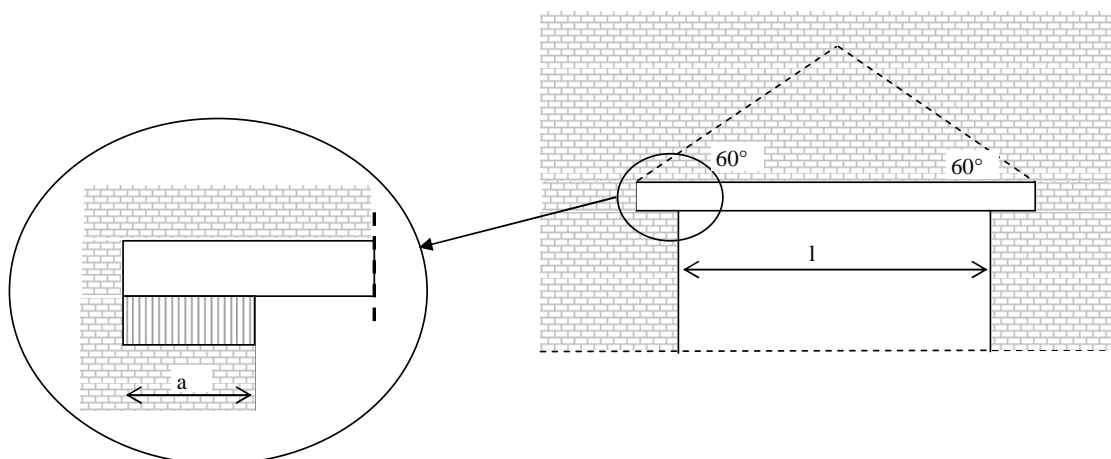
$f_d =$	74,07	N/cm ²	Resistenza di calcolo a compressione della muratura
$N_{Edc} =$	32,18	KN	Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio
$N_{Rdc} =$	37,04	KN	Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati
$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,869	<=1 verificato	

PIANO: Primo - Architrave 12

PARETE N° A12

ARCHITRAVE N° 12

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



luce architrave "l" 1,05 m

lunghezza di appoggio "a" 20 cm

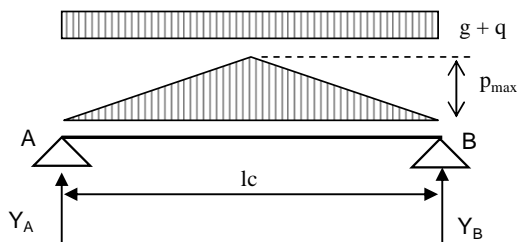
luce di calcolo "lc" 1,25 m

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	0	2	4,5	4,5	3	3

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
4,5	3

	spessore	massa vol.	p _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,3	19	5,18

Schema statico:



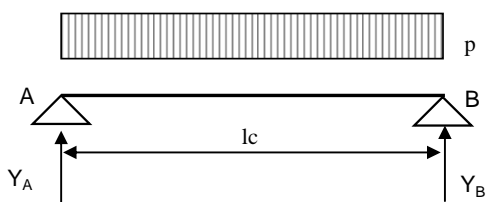
Totale carichi permanenti $g = 7,09$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_G = 1,5$

Totale carichi variabili $q = 3$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_Q = 1,5$

Combinazione di carico $(g \times \gamma_G + q \times \gamma_Q) = 15,13$ KN/m



p (KN/m)	15,13
----------	-------

luce di calcolo "lc" (m)	1,25
--------------------------	------

Y_A (KN)	9,46
------------	------

Y_B (KN)	9,46
------------	------

Sollecitazioni di calcolo

M_{Ed}	2,96	KNm
----------	------	-----

V_{Ed}	9,46	KN
----------	------	----

N_{Ed}	0,00	KN
----------	------	----

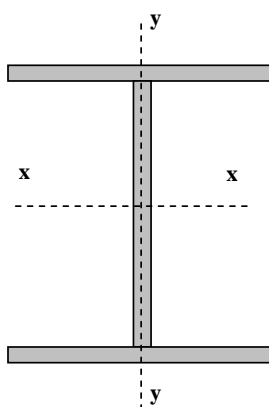
Profilati

Profilato tipo

IPE

Numero di profili per l'architrave

2



valori del singolo profilo	A =	13,21	cm ²	area lorda del profilo
	b =	64	mm	larghezza delle ali
	t _f =	6,3	mm	spessore delle ali
	t _w =	4,4	mm	spessore dell'anima
	r =	7	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	120	mm	altezza del profilo

$E =$	210000	N/mm^2	modulo elastico
$W_{pl,x} =$	60,73	cm^3	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
$W_{el,x} =$	52,96	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$W_{el,y} =$	8,65	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$J_x =$	317,8	cm^4	momento d'inerzia del singolo profilo
$A_v =$	6,31	cm^2	area resistente al taglio $(A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$

Tipo di acciaio s235

$f_{yk} =$	235,00	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	360,00	N/mm^2	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\epsilon = 1 \quad \epsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala	$c/t =$	3,62	classe	1
Anima	$c/t =$	21,23	classe	1

Classe di appartenenza del profilo:	1
-------------------------------------	----------

(per profili IPE o HE \rightarrow per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd} =$	27,184 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	162,95 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	591,3 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,0580 \quad \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,3896$$

$$a = 0,390 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$ KNm	$M_{N,y,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
0,00	27,18	27,18	2,96	9,20	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

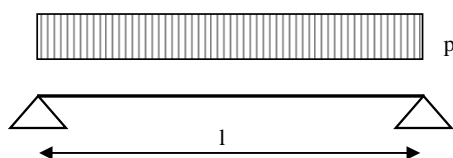
$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 15,13 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,25 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 2,96 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 23,706 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti } g = 7,09 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili } q = 3 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico } (g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q) = 15,13 \text{ KN/m}$$

δ_c (mm) =	0
δ_1 (mm) =	0,17
δ_2 (mm) =	0,14
δ_{max} (mm) =	0,31

monta iniziale della trave

spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$\delta_{\max, \text{ LIM}} =$	3,125	mm
--------------------------------	-------	----

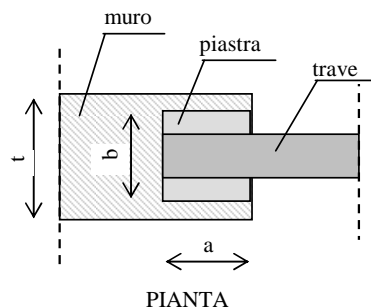
$\delta_{2, \text{ LIM}} =$	2,500	mm
-----------------------------	-------	----

δ_{\max}	< del valore limite __ VERIFICATO	
-----------------	-----------------------------------	--

δ_2	< del valore limite ____ VERIFICATO	
------------	-------------------------------------	--

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

presenza di piastra di appoggio	si
profondità della piastra di appoggio	a (cm) = 20
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) = 30
spessore del muro	t (cm) = 30



Caratteristiche della muratura

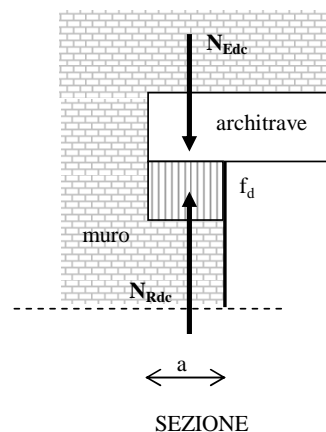
muratura in pietrame disordinato

$f_m = 100 \text{ N/cm}^2$ Resistenza media a compressione

Livello di conoscenza LC1

Coeff. parziale di sicurezza γ_M 1

Fattore di confidenza 1,35



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc}

deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi

concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$$

dove:

β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati
variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza
si sceglie $\beta = 1$

A_b = area dell'impronta del carico

f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) =	20
----------	----

b (cm) =	30
----------	----

$A_b =$	600	cm ²
---------	-----	-----------------

$f_d =$	74,07	N/cm ²
---------	-------	-------------------

Resistenza di calcolo a compressione della muratura

$N_{Edc} =$	9,46	KN
-------------	------	----

Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio

$N_{Rdc} =$	44,44	KN
-------------	-------	----

Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati

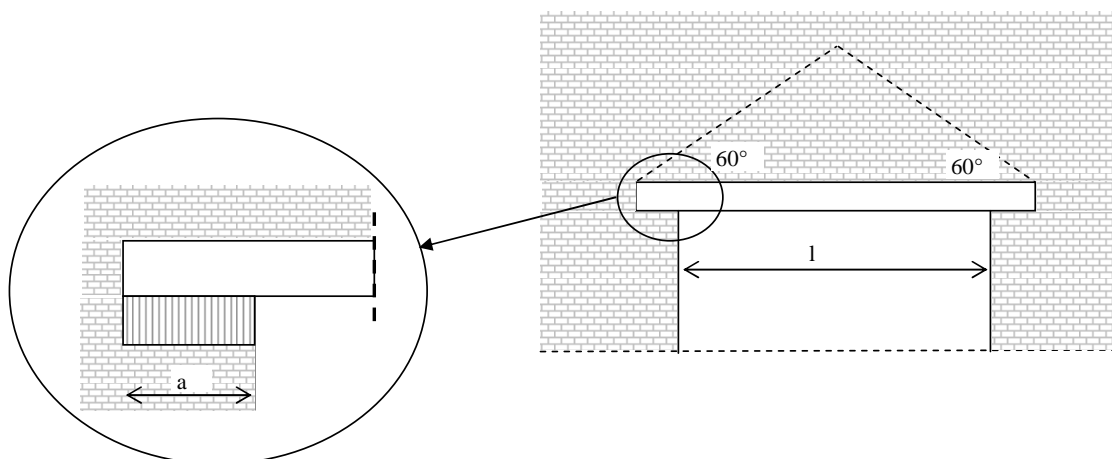
$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,213	≤ 1 verificato
-----------------------	-------	----------------------------

PIANO: PRIMO architrave 13 e 14

PARETE N° A13-14

ARCHITRAVE N° 13-14

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



luce architrave "l" 2,25 m

lunghezza di appoggio "a" 20 cm

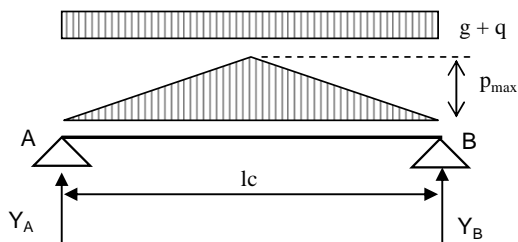
luce di calcolo "lc" 2,45 m

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	6	2	1,05	1,05	3	3

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
4,2	12

	spessore	massa vol.	p _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,4	19	14,79

Schema statico:



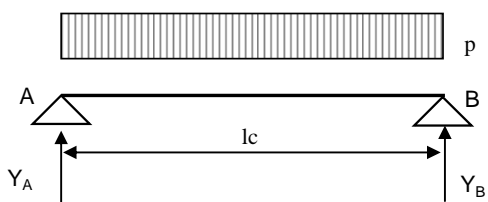
Totale carichi permanenti $g = 11,60$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_G = 1,5$

Totale carichi variabili $q = 12$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_Q = 1,5$

Combinazione di carico $(g \times \gamma_G + q \times \gamma_Q) = 35,39$ KN/m



p (KN/m)	35,39
----------	-------

luce di calcolo "lc" (m)	2,45
--------------------------	------

Y_A (KN)	43,36
------------	-------

Y_B (KN)	43,36
------------	-------

Sollecitazioni di calcolo

M_{Ed}	26,56	KNm
----------	-------	-----

V_{Ed}	43,36	KN
----------	-------	----

N_{Ed}	0,00	KN
----------	------	----

Profilati

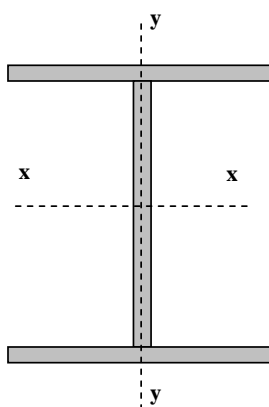
Profilato tipo

IPE

Numero di profili per l'architrave

2

140



valori del singolo profilo	A =	16,43	cm ²	area lorda del profilo
	b =	73	mm	larghezza delle ali
	t _f =	6,9	mm	spessore delle ali
	t _w =	4,7	mm	spessore dell'anima
	r =	7	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	140	mm	altezza del profilo

$E =$	210000	N/mm^2	modulo elastico
$W_{pl,x} =$	88,34	cm^3	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
$W_{el,x} =$	77,32	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$W_{el,y} =$	12,31	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$J_x =$	541,2	cm^4	momento d'inerzia del singolo profilo
$A_v =$	7,65	cm^2	area resistente al taglio $(A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f)$

Tipo di acciaio **s235**

$f_{yk} =$	235,00	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	360,00	N/mm^2	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\epsilon = 1 \quad \epsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala	$c/t =$	3,93	classe	1
Anima	$c/t =$	23,87	classe	1

Classe di appartenenza del profilo:	1
-------------------------------------	----------

(per profili IPE o HE \rightarrow per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd} =$	39,543 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	197,61 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	735,44 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,2194 \quad \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,3869$$

$$a = 0,387 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$ KNm	$M_{N,y,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
0,00	39,54	39,54	26,56	1,49	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

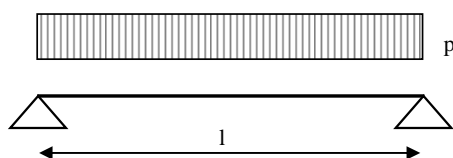
$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 35,39 \text{ KN/m}$$

$$l = 2,45 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 26,56 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 34,61 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti } g = 11,60 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili } q = 12 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico } (g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q) = 35,39 \text{ KN/m}$$

δ_c (mm) =	0
δ_1 (mm) =	2,39
δ_2 (mm) =	4,95
δ_{max} (mm) =	7,35

monta iniziale della trave

spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$\delta_{\max, \text{ LIM}} =$	6,125	mm
--------------------------------	-------	----

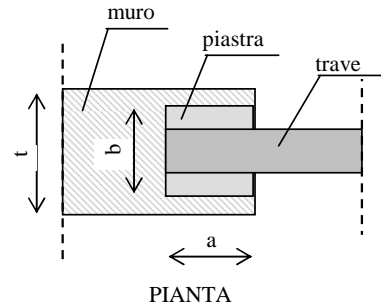
$\delta_{2, \text{ LIM}} =$	4,900	mm
-----------------------------	-------	----

δ_{\max}	> del valore limite __ NON VERIFICATO
-----------------	---------------------------------------

δ_2	> del valore limite ____ NON VERIFICATO
------------	---

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

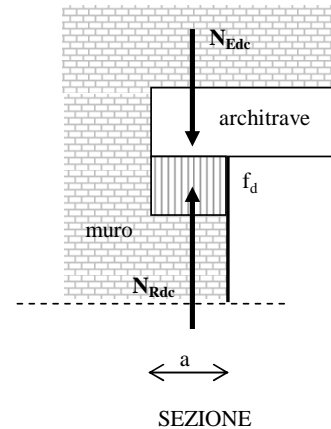
presenza di piastra di appoggio	si
profondità della piastra di appoggio	a (cm) = 35
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) = 30
spessore del muro	t (cm) = 40



Caratteristiche della muratura

muratura in pietrame disordinato

$f_m =$	100	N/cm ²	Resistenza media a compressione
Livello di conoscenza	LC1		
Coeff. parziale di sicurezza γ_M	1		
Fattore di confidenza	1,35		



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc} deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$ dove: β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati
variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza
si sceglie $\beta = 1$
 A_b = area dell'impronta del carico
 f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) =	35
b (cm) =	30

$A_b =$	1050	cm ²
---------	------	-----------------

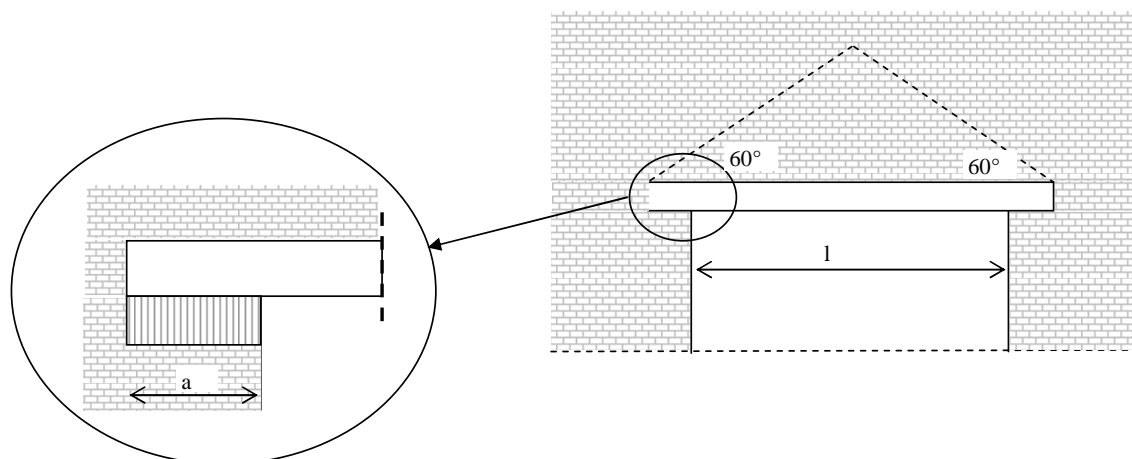
$f_d =$	74,07	N/cm ²	Resistenza di calcolo a compressione della muratura
$N_{Edc} =$	43,36	KN	Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio
$N_{Rdc} =$	77,78	KN	Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati
$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,557	<=1 verificato	

PIANO: PRIMO - Architrave 15

PARETE N° A15

ARCHITRAVE N° 15

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



luce architrave "l" 1,05 m

lunghezza di appoggio "a" 20 cm

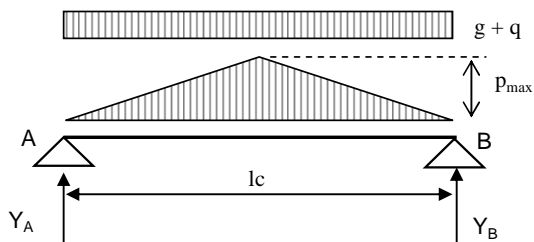
luce di calcolo "lc" 1,25 m

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	2	3	1,05	1,05	1	1

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
2,625	2,5

	spessore	massa vol.	p _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,15	13,75	1,87

Schema statico:



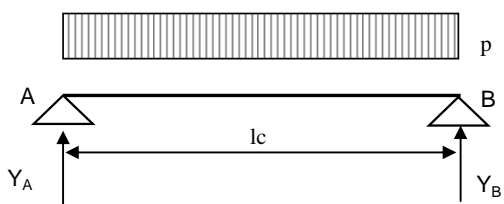
Totale carichi permanenti $g = 3,56$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_G = 1,5$

Totale carichi variabili $q = 2,5$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_Q = 1,5$

Combinazione di carico $(g \times \gamma_G + q \times \gamma_Q) = 9,09$ KN/m



p (KN/m)	9,09
luce di calcolo "lc" (m)	1,25
Y _A (KN)	5,68
Y _B (KN)	5,68

Sollecitazioni di calcolo

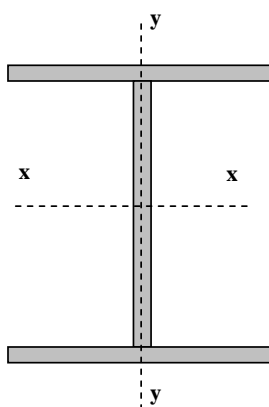
M _{Ed}	1,78	KNm
V _{Ed}	5,68	KN
N _{Ed}	0,00	KN

Profilati

Profilato tipo	IPE
	100

Numero di profili per l'architrave

1



valori del singolo profilo	A =	10,32	cm ²	area lorda del profilo
	b =	55	mm	larghezza delle ali
	t _f =	5,7	mm	spessore delle ali
	t _w =	4,1	mm	spessore dell'anima
	r =	7	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	100	mm	altezza del profilo

$E =$	210000	N/mm^2	modulo elastico
$W_{pl,x} =$	39,41	cm^3	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
$W_{el,x} =$	34,2	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$W_{el,y} =$	5,79	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$J_x =$	171	cm^4	momento d'inerzia del singolo profilo
$A_v =$	5,08	cm^2	area resistente al taglio ($A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$)

Tipo di acciaio S235

$f_{yk} =$	235,00	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	360,00	N/mm^2	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\epsilon = 1 \quad \epsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala $c/t = 3,24$ classe 1

Anima $c/t = 18,20$ classe 1

Classe di appartenenza del profilo:	1
-------------------------------------	----------

(per profili IPE o HE \rightarrow per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd} =$	8,8203 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	65,664 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	230,97 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,0865 \quad \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,392442$$

$$a = 0,392 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$ KNm	$M_{N,y,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
0,00	8,82	8,82	1,78	4,97	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

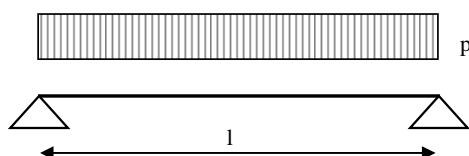
$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 9,09 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,25 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 1,78 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 7,6543 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti } g = 3,56 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili } q = 2,5 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico } (g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q) = 9,09 \text{ KN/m}$$

δ_c (mm) =	0
δ_1 (mm) =	0,32
δ_2 (mm) =	0,22
δ_{max} (mm) =	0,54

monta iniziale della trave

spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$\delta_{\max, LIM} =$	3,125	mm
------------------------	-------	----

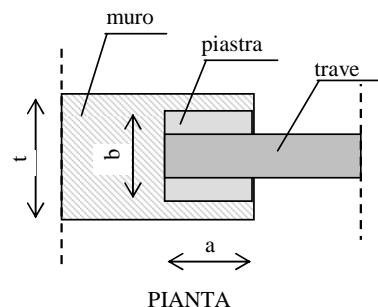
$\delta_{2,LIM} =$	2,500	mm
--------------------	-------	----

δ_{\max}	< del valore limite __ VERIFICATO	
-----------------	-----------------------------------	--

δ_2	< del valore limite ____ VERIFICATO	
------------	-------------------------------------	--

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

presenza di piastra di appoggio	si
profondità della piastra di appoggio	a (cm) = 20
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) = 15
spessore del muro	t (cm) = 15



Caratteristiche della muratura

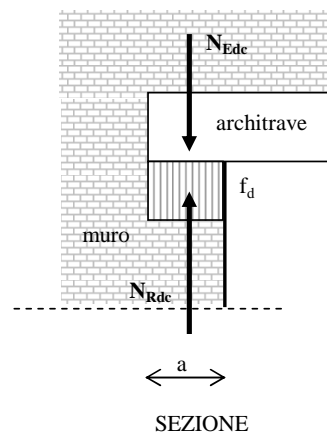
muratura laterizio forato

$f_m = 100 \text{ N/cm}^2$ Resistenza media a compressione

Livello di conoscenza LC1

Coeff. parziale di sicurezza γ_M 1

Fattore di confidenza 1,35



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc}

deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi

concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$ dove: β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati
variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza
si sceglie $\beta = 1$
 A_b = area dell'impronta del carico
 f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) = 20

b (cm) = 15

$A_b = 300 \text{ cm}^2$

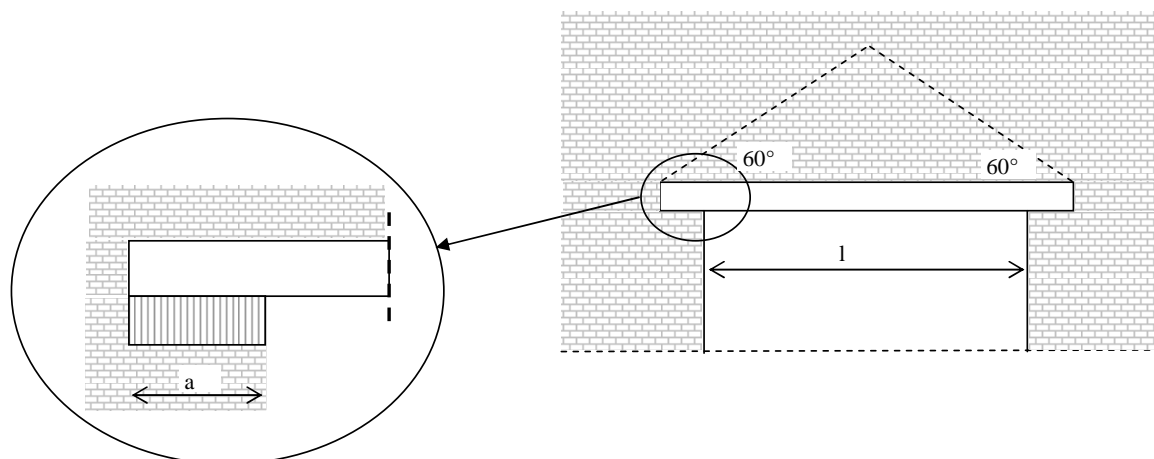
$f_d =$	74,07	N/cm ²	Resistenza di calcolo a compressione della muratura
$N_{Edc} =$	5,68	KN	Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio
$N_{Rdc} =$	22,22	KN	Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati
$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,256	<=1 verificato	

PIANO: PRIMO - architrave tipo 16

PARETE N° A16

ARCHITRAVE N° 16

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



luce architrave "l" 1,05 m

lunghezza di appoggio "a" 20 cm

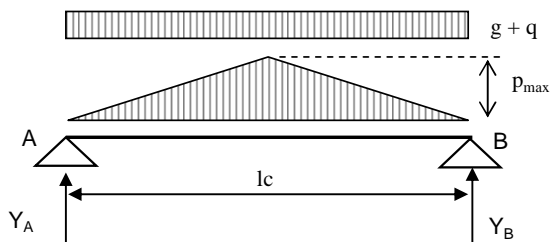
luce di calcolo "lc" 1,25 m

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	0	2	1,05	1,05	1	1

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
1,05	1

	spessore	massa vol.	p _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,15	18	2,45

Schema statico:



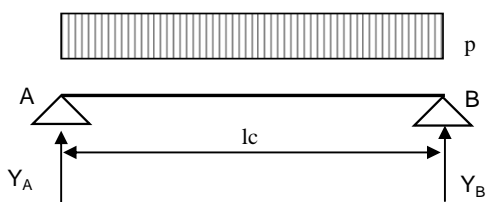
Totale carichi permanenti g = 2,28 KN/m

coeff. parziale di sicurezza γ_G = 1,5

Totale carichi variabili q = 1 KN/m

coeff. parziale di sicurezza γ_Q = 1,5

Combinazione di carico (g_xγ_G + q_xγ_Q) = 4,91 KN/m



p (KN/m)	4,91
luce di calcolo "lc" (m)	1,25
Y _A (KN)	3,07
Y _B (KN)	3,07

Sollecitazioni di calcolo

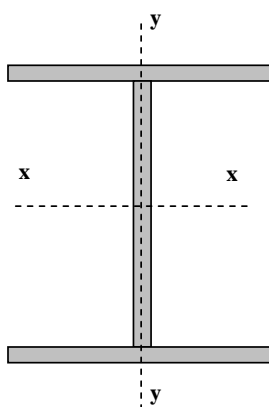
M _{Ed}	0,96	KNm
V _{Ed}	3,07	KN
N _{Ed}	0,00	KN

Profilati

Profilato tipo	IPE
	120

Numero di profili per l'architrave

1



valori del singolo profilo	A =	13,21	cm ²	area lorda del profilo
	b =	64	mm	larghezza delle ali
	t _f =	6,3	mm	spessore delle ali
	t _w =	4,4	mm	spessore dell'anima
	r =	7	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	120	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm ²	modulo elastico	
W _{pl,x} =	60,73	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo	
W _{el,x} =	52,96	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo	
W _{el,y} =	8,65	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo	
J _x =	317,8	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo	
A _v =	6,31	cm ²	area resistente al taglio	(A _v = A-2b*t _r +(t _w +2*r)*t _f)

Tipo di acciaio **s235**

f _{yk} =	235,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
f _{tk} =	360,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
γ _{M0} =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\epsilon = 1 \quad \epsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala c/t = 3,62 classe 1

Anima c/t = 21,23 classe 1

Classe di appartenenza del profilo: **1**

(per profili IPE o HE → per l'ala: c = b-t_w-2·r t = t_f ; per l'anima: c = h-2·t_f-2·r t = t_w)

Resistenze di calcolo

M _{c,Rd} =	13,592 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
V _{c,Rd} =	81,474 KN	Resistenza di calcolo a taglio
N _{c,Rd} =	295,65 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,0377 \quad \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,3896$$

$$a = 0,390 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$ KNm	$M_{N,y,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
0,00	13,59	13,59	0,96	14,16	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

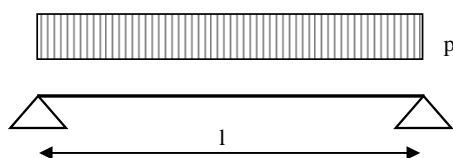
$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 4,91 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,25 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 0,96 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 11,853 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti} \quad g = 2,28 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili} \quad q = 1 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico } (g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q) = 4,91 \text{ KN/m}$$

δ_c (mm) =	0
δ_1 (mm) =	0,11
δ_2 (mm) =	0,05
δ_{max} (mm) =	0,16

monta iniziale della trave

spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$\delta_{\max, \text{ LIM}} =$	3,125	mm
--------------------------------	-------	----

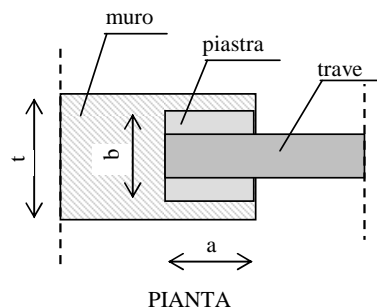
$\delta_{2, \text{ LIM}} =$	2,500	mm
-----------------------------	-------	----

δ_{\max}	< del valore limite __ VERIFICATO	
-----------------	-----------------------------------	--

δ_2	< del valore limite ____ VERIFICATO	
------------	-------------------------------------	--

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

presenza di piastra di appoggio	si
profondità della piastra di appoggio	a (cm) = 20
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) = 15
spessore del muro	t (cm) = 15



Caratteristiche della muratura

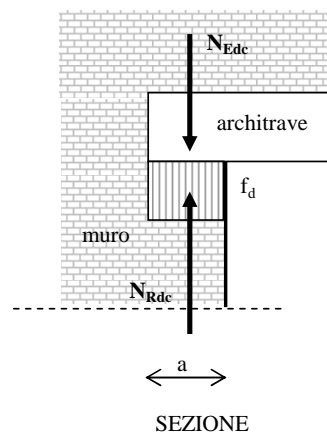
muratura in pietrame disordinato

$f_m = 100 \text{ N/cm}^2$ Resistenza media a compressione

Livello di conoscenza **LC1**

Coeff. parziale di sicurezza γ_M **1**

Fattore di confidenza **1,35**



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc}

deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi

concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$ dove: β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati
variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza
si sceglie $\beta = 1$
 A_b = area dell'impronta del carico
 f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) = 20

b (cm) = 15

$A_b = 300 \text{ cm}^2$

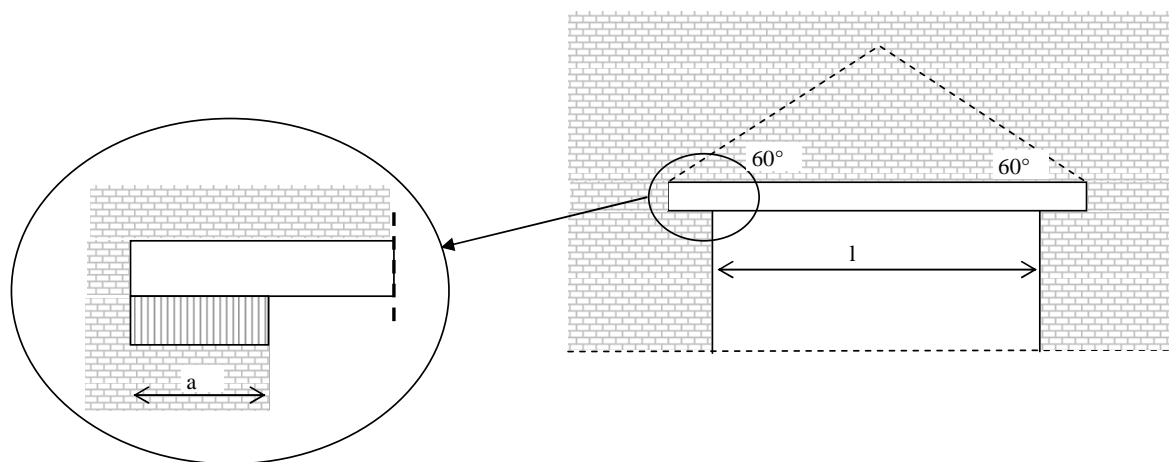
$f_d =$	74,07	N/cm ²	Resistenza di calcolo a compressione della muratura
$N_{Edc} =$	3,07	KN	Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio
$N_{Rdc} =$	22,22	KN	Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati
$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,138	≤ 1 verificato	

PIANO: PRIMO - architrave tipo 17

PARETE N° A17

ARCHITRAVE N° 17

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



luce architrave "l" 1,05 m

lunghezza di appoggio "a" 20 cm

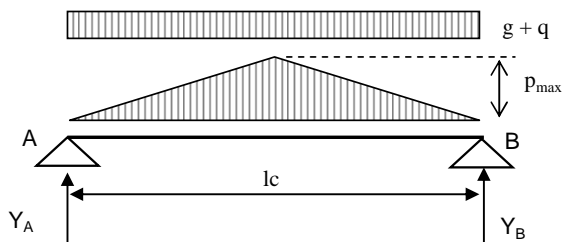
luce di calcolo "lc" 1,25 m

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	0	4	1,05	1,05	1	1

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
0,0902778	2

	spessore	massa vol.	p _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,15	13,75	1,87

Schema statico:



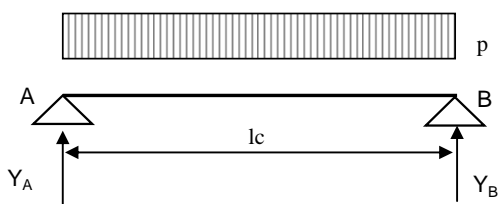
Totale carichi permanenti $g = 1,03$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_G = 1,5$

Totale carichi variabili $q = 2$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_Q = 1,5$

Combinazione di carico $(g \times \gamma_G + q \times \gamma_Q) = 4,54$ KN/m



p (KN/m)	4,54
luce di calcolo "lc" (m)	1,25
Y _A (KN)	2,84
Y _B (KN)	2,84

Sollecitazioni di calcolo

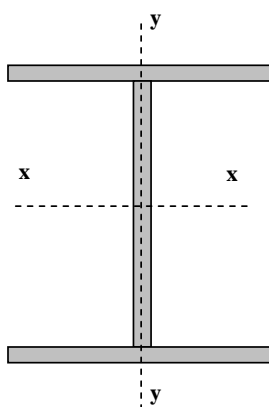
M _{Ed}	0,89	KNm
V _{Ed}	2,84	KN
N _{Ed}	0,00	KN

Profilati

Profilato tipo	IPE
	120

Numero di profili per l'architrave

1



valori del singolo profilo	A =	13,21	cm ²	area lorda del profilo
	b =	64	mm	larghezza delle ali
	t _f =	6,3	mm	spessore delle ali
	t _w =	4,4	mm	spessore dell'anima
	r =	7	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	120	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm ²
W _{pl,x} =	60,73	cm ³
W _{el,x} =	52,96	cm ³
W _{el,y} =	8,65	cm ³
J _x =	317,8	cm ⁴
A _v =	6,31	cm ²

modulo elastico

modulo di resistenza plastico del singolo profilo

modulo di resistenza elastico del singolo profilo

modulo di resistenza elastico del singolo profilo

momento d'inerzia del singolo profilo

area resistente al taglio

$$(A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f)$$

Tipo di acciaio

S235

f _{yk} =	235,00	N/mm ²
f _{tk} =	360,00	N/mm ²
γ _{M0} =	1,05	

tensione caratteristica di snervamento

tensione caratteristica di rottura

coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\epsilon = 1$$

$$\epsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala c/t = 3,62 classe 1

Anima c/t = 21,23 classe 1

Classe di appartenenza del profilo: 1

(per profili IPE o HE → per l'ala: c = b - t_w - 2 · r t = t_f ; per l'anima: c = h - 2 · t_f - 2 · r t = t_w)

Resistenze di calcolo

M_{c,Rd} = 13,592 KNm Resistenza di calcolo a flessione

V_{c,Rd} = 81,474 KN Resistenza di calcolo a taglio

N_{c,Rd} = 295,65 KN Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,0348 \quad <= 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,38955$$

$$a = 0,390 \quad a = (A - 2bt_f)/A \text{ se } <= 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$ KNm	$M_{N,y,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
0,00	13,59	13,59	0,89	15,33	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

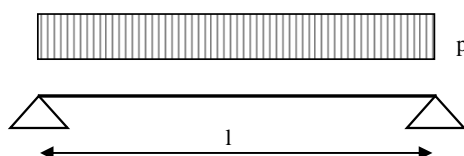
$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 4,54 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,25 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 0,89 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 11,853 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti} \quad g = 1,03 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili} \quad q = 2 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico } (g \gamma_G + q \gamma_Q) = 4,54 \text{ KN/m}$$

δ_c (mm) =	0
δ_1 (mm) =	0,05
δ_2 (mm) =	0,10
δ_{max} (mm) =	0,14

monta iniziale della trave

spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$\delta_{\max, \text{ LIM}} =$	3,125	mm
--------------------------------	-------	----

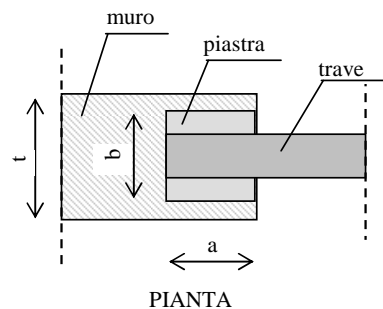
$\delta_{2, \text{ LIM}} =$	2,500	mm
-----------------------------	-------	----

δ_{\max}	< del valore limite __ VERIFICATO	
-----------------	-----------------------------------	--

δ_2	< del valore limite ____ VERIFICATO	
------------	-------------------------------------	--

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

presenza di piastra di appoggio	si
profondità della piastra di appoggio	a (cm) = 20
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) = 15
spessore del muro	t (cm) = 15



Caratteristiche della muratura

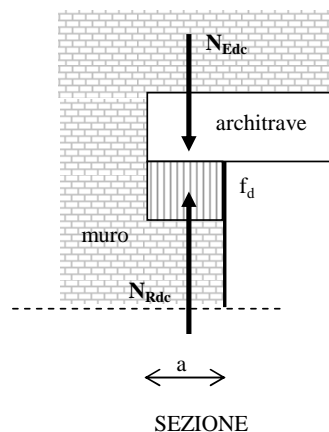
muratura in pietrame disordinato

$f_m = 100 \text{ N/cm}^2$ Resistenza media a compressione

Livello di conoscenza LC1

Coeff. parziale di sicurezza γ_M 1

Fattore di confidenza 1,35



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc}

deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi

concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$$

dove:

β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati
variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza
si sceglie $\beta = 1$

A_b = area dell'impronta del carico

f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) =	20
----------	----

b (cm) =	15
----------	----

$A_b =$	300	cm^2
---------	-----	---------------

$f_d =$	74,07	N/cm^2
---------	-------	-----------------

Resistenza di calcolo a compressione della muratura

$N_{Edc} =$	2,84	KN
-------------	------	----

Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio

$N_{Rdc} =$	22,22	KN
-------------	-------	----

Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati

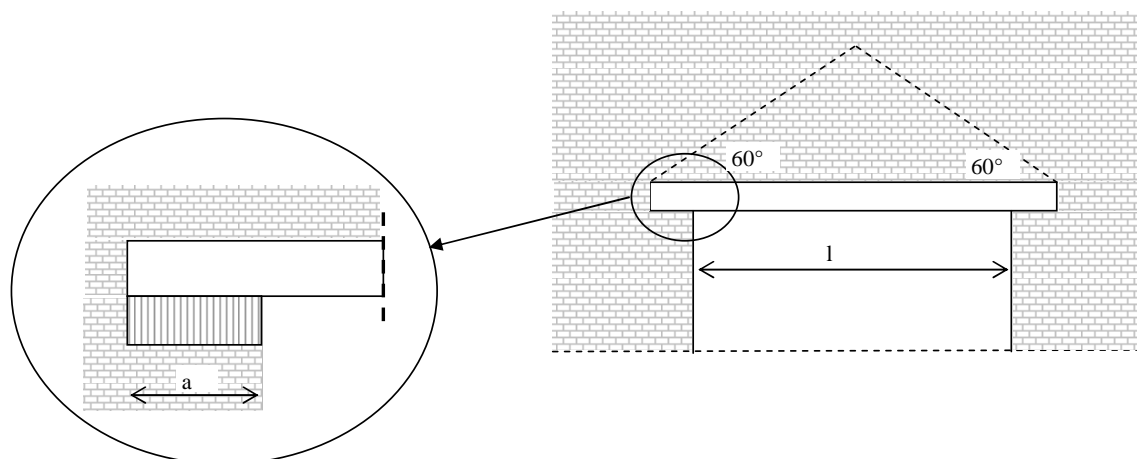
$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,128	≤ 1 verificato
-----------------------	-------	---------------------------------------

PIANO: AMMEZZATO - Architrave tipo-20

PARETE N° A20

ARCHITRAVE N° 20

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



luce architrave "l" 1,05 m

lunghezza di appoggio "a" 20 cm

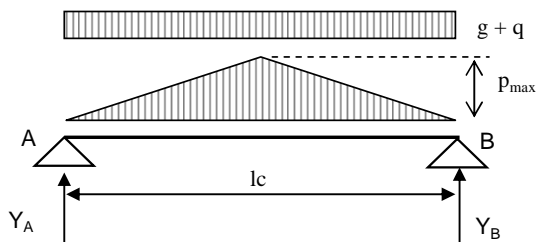
luce di calcolo "lc" 1,25 m

	carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	0	2	4,5	4,5

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
4,5	3

	spessore	massa vol.	p _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,15	13,75	1,87

Schema statico:



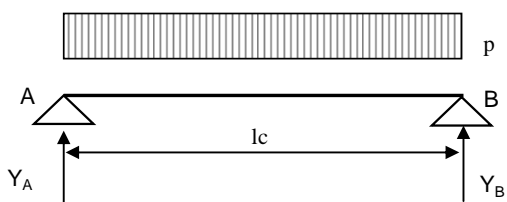
Totale carichi permanenti $g = 5,44$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_G = 1,5$

Totale carichi variabili $q = 3$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_Q = 1,5$

Combinazione di carico $(g \times \gamma_G + q \times \gamma_Q) = 12,65$ KN/m



p (KN/m)	12,65
luce di calcolo "lc" (m)	1,25
Y _A (KN)	7,91
Y _B (KN)	7,91

Sollecitazioni di calcolo

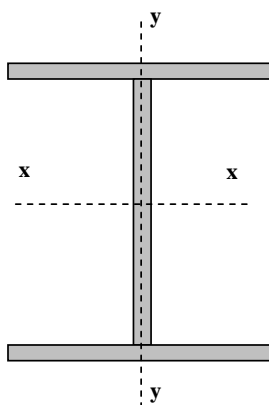
M _{Ed}	2,47	KNm
V _{Ed}	7,91	KN
N _{Ed}	0,00	KN

Profilati

Profilato tipo	IPE
	120

Numero di profili per l'architrave

1



valori del singolo profilo	A =	13,21	cm ²	area lorda del profilo
	b =	64	mm	larghezza delle ali
	t _f =	6,3	mm	spessore delle ali
	t _w =	4,4	mm	spessore dell'anima
	r =	7	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	120	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm ²	modulo elastico
W _{pl,x} =	60,73	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W _{el,x} =	52,96	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W _{el,y} =	8,65	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J _x =	317,8	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo
A _v =	6,31	cm ²	area resistente al taglio (A_v = A-2b*t_f+(t_w+2*r)*t_f)

Tipo di acciaio **s235**

f _{yk} =	235,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
f _{tk} =	360,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
γ _{M0} =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\varepsilon = 1 \quad \varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala	c/t =	3,62	classe	1
Anima	c/t =	21,23	classe	1

Classe di appartenenza del profilo:	1
-------------------------------------	----------

(per profili IPE o HE → per l'ala: c = b-t_w-2·r t = t_f ; per l'anima: c = h-2·t_f-2·r t = t_w)

Resistenze di calcolo

M _{c,Rd} =	13,592 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
V _{c,Rd} =	81,474 KN	Resistenza di calcolo a taglio
N _{c,Rd} =	295,65 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,0971 \quad \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,389553$$

$$a = 0,390 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$ KNm	$M_{N,y,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
0,00	13,59	13,59	2,47	5,50	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 12,65 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,25 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 2,47 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 11,853 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti } g = 5,44 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili } q = 3 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico } (g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q) = 12,65 \text{ KN/m}$$

δ_c (mm) =	0	monta iniziale della trave
δ_1 (mm) =	0,26	spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti
δ_2 (mm) =	0,14	spostamento elastico dovuto ai carichi variabili
δ_{max} (mm) =	0,40	spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$\delta_{\max, \text{ LIM}} =$	3,125	mm
--------------------------------	-------	----

$\delta_{2, \text{ LIM}} =$	2,500	mm
-----------------------------	-------	----

δ_{\max}	< del valore limite __ VERIFICATO	
-----------------	-----------------------------------	--

δ_2	< del valore limite ____ VERIFICATO	
------------	-------------------------------------	--

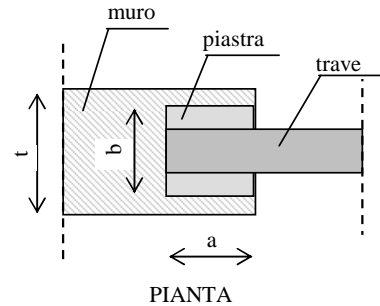
VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

si

a (cm) =	30
----------	----

b (cm) =	15
----------	----

t (cm) =	15
----------	----



Caratteristiche della muratura

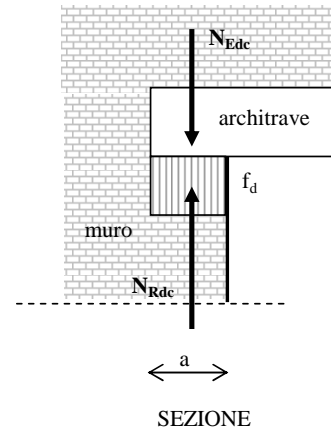
muratura in pietrame disordinato

$f_m =$	100	N/cm ²	Resistenza media a compressione
---------	-----	-------------------	---------------------------------

LC1

1

1,35



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc}

deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi

concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$

dove:

- β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati
variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza
si sceglie $\beta = 1$
- A_b = area dell'impronta del carico
- f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

a (cm) =	30
----------	----

$A_b =$	450	cm^2
---------	-----	---------------

b (cm) =	15
----------	----

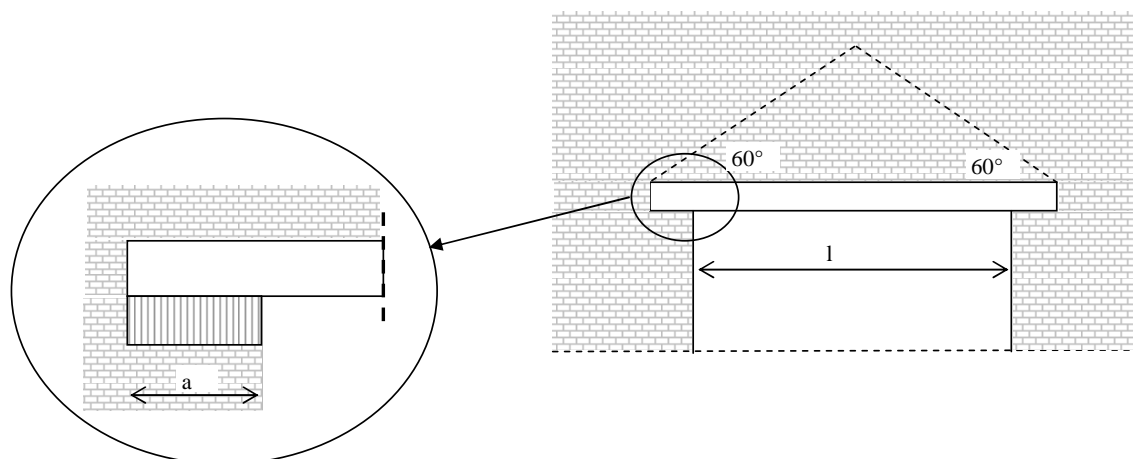
$f_d =$	74,07	N/cm ²	Resistenza di calcolo a compressione della muratura
$N_{Edc} =$	7,91	KN	Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio
$N_{Rdc} =$	33,33	KN	Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati
$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,237	<=1 verificato	

PIANO: AMMEZZATO architrave 21

PARETE N° A21

ARCHITRAVE N° 21

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



luce architrave "l" 1,05 m

lunghezza di appoggio "a" 20 cm

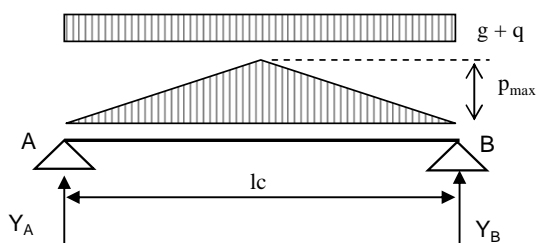
luce di calcolo "lc" 1,25 m

	carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	4	0	4,5	4,5

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
9	6

	spessore	massa vol.	p _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,15	18	2,45

Schema statico:



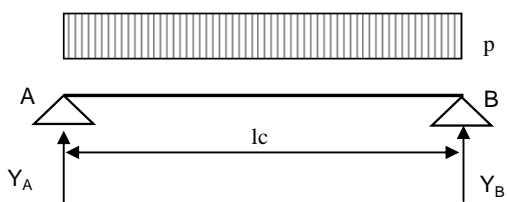
Totale carichi permanenti $g = 10,23$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_G = 1,5$

Totale carichi variabili $q = 6$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_Q = 1,5$

Combinazione di carico $(g \times \gamma_G + q \times \gamma_Q) = 24,34$ KN/m



p (KN/m)	24,34
luce di calcolo "lc" (m)	1,25
Y _A (KN)	15,21
Y _B (KN)	15,21

Sollecitazioni di calcolo

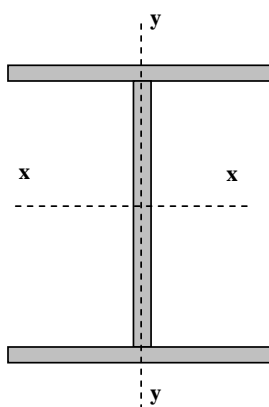
M _{Ed}	4,75	KNm
V _{Ed}	15,21	KN
N _{Ed}	0,00	KN

Profilati

Profilato tipo	IPE
	120

Numero di profili per l'architrave

1



valori del singolo profilo	A =	13,21	cm ²	area lorda del profilo
	b =	64	mm	larghezza delle ali
	t _f =	6,3	mm	spessore delle ali
	t _w =	4,4	mm	spessore dell'anima
	r =	7	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	120	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm ²	modulo elastico
W _{pl,x} =	60,73	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W _{el,x} =	52,96	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W _{el,y} =	8,65	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J _x =	317,8	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo
A _v =	6,31	cm ²	area resistente al taglio (A _v = A-2b*t _f +(t _w +2*r)*t _f)

Tipo di acciaio **s235**

f _{yk} =	235,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
f _{tk} =	360,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
γ _{M0} =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\varepsilon = 1 \quad \varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala	c/t =	3,62	classe	1
Anima	c/t =	21,23	classe	1

Classe di appartenenza del profilo: **1**

(per profili IPE o HE → per l'ala: c = b-t_w-2·r t = t_f ; per l'anima: c = h-2·t_f-2·r t = t_w)

Resistenze di calcolo

M _{c,Rd} =	13,592 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
V _{c,Rd} =	81,474 KN	Resistenza di calcolo a taglio
N _{c,Rd} =	295,65 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,1867 \quad \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,389553$$

$$a = 0,390 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$ KNm	$M_{N,y,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
0,00	13,59	13,59	4,75	2,86	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 24,34 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,25 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 4,75 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 11,853 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti } g = 10,23 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili } q = 6 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico } (g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q) = 24,34 \text{ KN/m}$$

δ_c (mm) =	0
δ_1 (mm) =	0,49
δ_2 (mm) =	0,29
δ_{max} (mm) =	0,77

monta iniziale della trave

spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$\delta_{\max, \text{ LIM}} =$	3,125	mm
--------------------------------	-------	----

$\delta_{2, \text{ LIM}} =$	2,500	mm
-----------------------------	-------	----

δ_{\max}	< del valore limite __ VERIFICATO	
-----------------	-----------------------------------	--

δ_2	< del valore limite ____ VERIFICATO	
------------	-------------------------------------	--

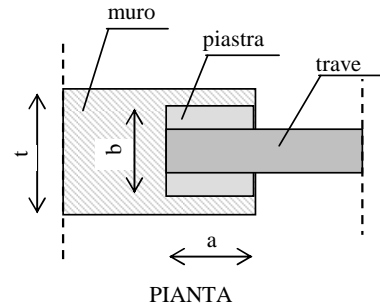
VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

si

$$a \text{ (cm)} = 20$$

b (cm) =	15
----------	----

t (cm) =	15
----------	----



Caratteristiche della muratura

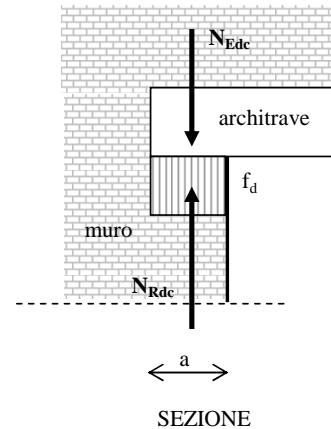
muratura in mattoni pieni

$f_m =$	100	N/cm ²	Resistenza media a compressione
---------	-----	-------------------	---------------------------------

LC1

1

1,35



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc}

deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi

concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$
dove:
 β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati
variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza
si sceglie $\beta = 1$
 A_b = area dell'impronta del carico
 f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

a (cm) =	20
----------	----

$A_b =$	300	cm^2
---------	-----	---------------

b (cm) =	15
----------	----

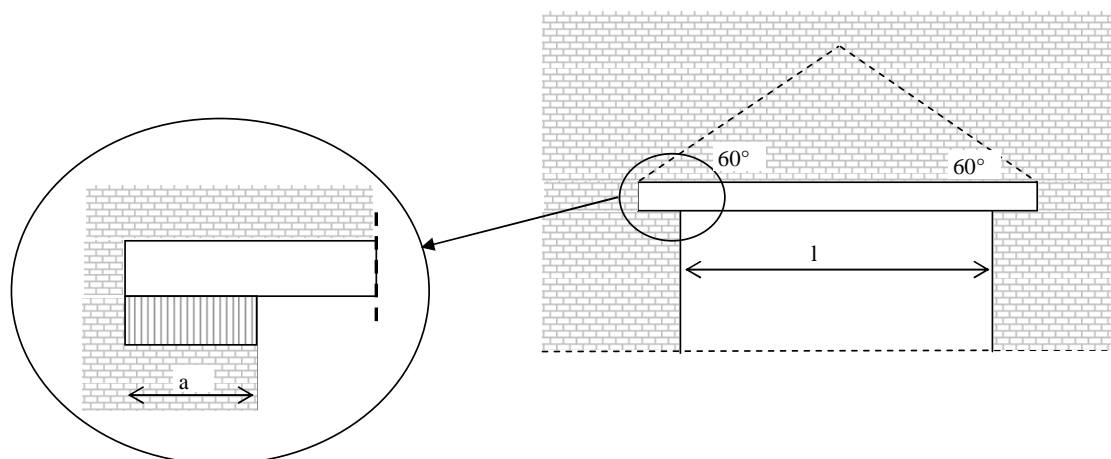
$f_d =$	74,07	N/cm ²	Resistenza di calcolo a compressione della muratura
$N_{Edc} =$	15,21	KN	Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio
$N_{Rdc} =$	22,22	KN	Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati
$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,685	<=1 verificato	

PIANO: PRIMO architrave 22

PARETE N° A22

ARCHITRAVE N° 22

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



luce architrave "l" 1,05 m

lunghezza di appoggio "a" 20 cm

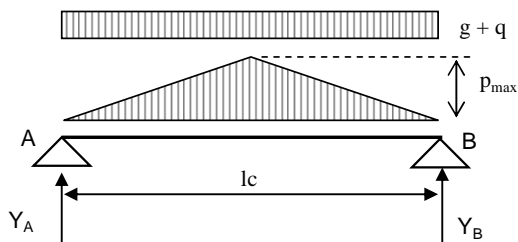
luce di calcolo "lc" 1,25 m

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	1,6	0	1,05	1,05	1	1

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
0,84	0,8

	spessore	massa vol.	p _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,15	19	2,59

Schema statico:



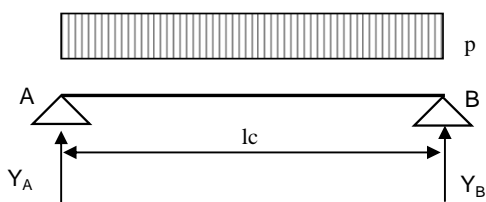
Totale carichi permanenti $g = 2,13$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_G = 1,5$

Totale carichi variabili $q = 0,8$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_Q = 1,5$

Combinazione di carico $(g \times \gamma_G + q \times \gamma_Q) = 4,40$ KN/m



p (KN/m)	4,40
----------	------

luce di calcolo "lc" (m)	1,25
--------------------------	------

Y_A (KN)	2,75
------------	------

Y_B (KN)	2,75
------------	------

Sollecitazioni di calcolo

M_{Ed}	0,86	KNm
----------	------	-----

V_{Ed}	2,75	KN
----------	------	----

N_{Ed}	0,00	KN
----------	------	----

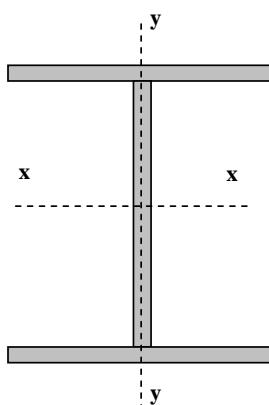
Profilati

Profilato tipo

IPE

Numero di profili per l'architrave

1



valori del singolo profilo	A =	13,21	cm ²	area lorda del profilo
	b =	64	mm	larghezza delle ali
	t _f =	6,3	mm	spessore delle ali
	t _w =	4,4	mm	spessore dell'anima
	r =	7	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	120	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm ²	modulo elastico
W _{pl,x} =	60,73	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W _{el,x} =	52,96	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W _{el,y} =	8,65	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J _x =	317,8	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo
A _v =	6,31	cm ²	area resistente al taglio (A _v = A-2b*t _f +(t _w +2*r)*t _f)

Tipo di acciaio **s235**

f _{yk} =	235,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
f _{tk} =	360,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
γ _{M0} =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\epsilon = 1 \quad \epsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala	c/t =	3,62	classe	1
Anima	c/t =	21,23	classe	1

Classe di appartenenza del profilo:	1
-------------------------------------	----------

(per profili IPE o HE → per l'ala: c = b-t_w-2·r t = t_f ; per l'anima: c = h-2·t_f-2·r t = t_w)

Resistenze di calcolo

M _{c,Rd} =	13,592 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
V _{c,Rd} =	81,474 KN	Resistenza di calcolo a taglio
N _{c,Rd} =	295,65 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,0338 \quad \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,3896$$

$$a = 0,390 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$ KNm	$M_{N,y,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
0,00	13,59	13,59	0,86	15,81	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

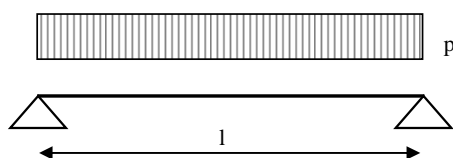
$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 4,40 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,25 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 0,86 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 11,853 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti } g = 2,13 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili } q = 0,8 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico } (g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q) = 4,40 \text{ KN/m}$$

δ_c (mm) =	0
δ_1 (mm) =	0,10
δ_2 (mm) =	0,04
δ_{max} (mm) =	0,14

monta iniziale della trave

spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$\delta_{\max, \text{ LIM}} =$	3,125	mm
--------------------------------	-------	----

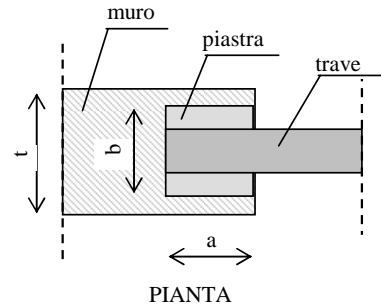
$\delta_{2, \text{ LIM}} =$	2,500	mm
-----------------------------	-------	----

δ_{\max}	< del valore limite __ VERIFICATO	
-----------------	-----------------------------------	--

δ_2	< del valore limite ____ VERIFICATO	
------------	-------------------------------------	--

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

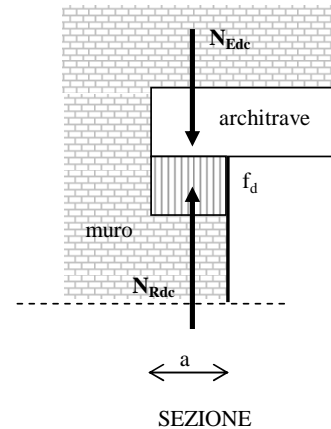
presenza di piastra di appoggio	si
profondità della piastra di appoggio	a (cm) = 20
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) = 15
spessore del muro	t (cm) = 15



Caratteristiche della muratura

muratura in pietrame disordinato

$f_m =$	100	N/cm ²	Resistenza media a compressione
Livello di conoscenza	LC1		
Coeff. parziale di sicurezza γ_M	1		
Fattore di confidenza	1,35		



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc} deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$ dove: β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati
variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza
si sceglie $\beta = 1$
 A_b = area dell'impronta del carico
 f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) =	20
b (cm) =	15

$A_b =$	300	cm ²
---------	-----	-----------------

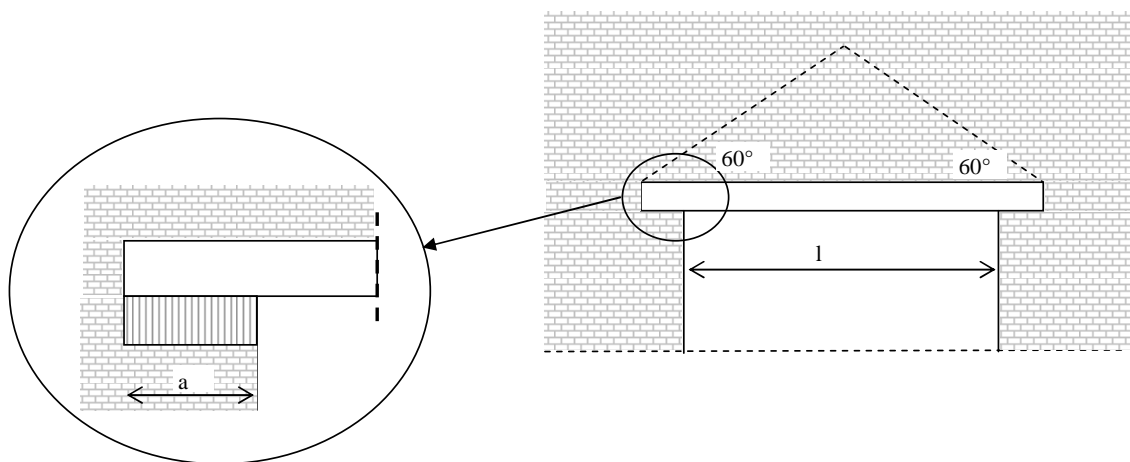
$f_d =$	74,07	N/cm ²	Resistenza di calcolo a compressione della muratura
$N_{Edc} =$	2,75	KN	Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio
$N_{Rdc} =$	22,22	KN	Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati
$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,124	≤ 1 verificato	

PIANO: Primo - Architrave 23-24-25

PARETE N° A23-A24-A25

ARCHITRAVE N° 23-24-25

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



luce architrave "l" 1,05 m

lunghezza di appoggio "a" 20 cm

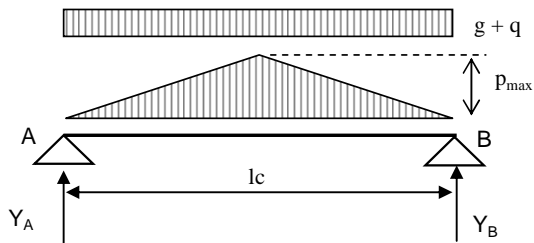
luce di calcolo "lc" 1,25 m

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	4,2	2	1,05	1,05	1	1

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
3,255	3,1

	spessore	massa vol.	p _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,15	18	2,45

Schema statico:



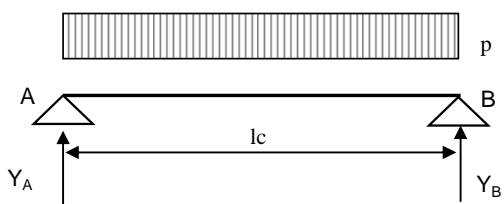
Totale carichi permanenti g = 4,48 KN/m

coeff. parziale di sicurezza γ_G = 1,5

Totale carichi variabili q = 3,1 KN/m

coeff. parziale di sicurezza γ_Q = 1,5

Combinazione di carico (g x γ_G + q x γ_Q) = 11,37 KN/m



p (KN/m)	11,37
----------	-------

luce di calcolo "lc" (m)	1,25
--------------------------	------

Y _A (KN)	7,11
---------------------	------

Y _B (KN)	7,11
---------------------	------

Sollecitazioni di calcolo

M _{Ed}	2,22	KNm
-----------------	------	-----

V _{Ed}	7,11	KN
-----------------	------	----

N _{Ed}	0,00	KN
-----------------	------	----

Profilati

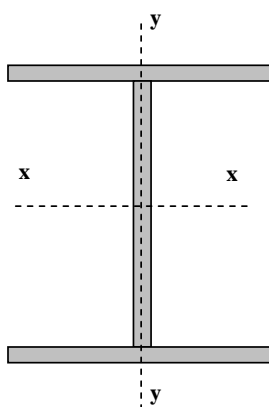
Profilato tipo

IPE

Numero di profili per l'architrave

1

120



valori del singolo profilo	A =	13,21	cm ²	area lorda del profilo
	b =	64	mm	larghezza delle ali
	t _f =	6,3	mm	spessore delle ali
	t _w =	4,4	mm	spessore dell'anima
	r =	7	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	120	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm ²	modulo elastico
W _{pl,x} =	60,73	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W _{el,x} =	52,96	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W _{el,y} =	8,65	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J _x =	317,8	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo
A _v =	6,31	cm ²	area resistente al taglio (A _v = A-2b*t _f +(t _w +2*r)*t _f)

Tipo di acciaio **s235**

f _{yk} =	235,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
f _{tk} =	360,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
γ _{M0} =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\epsilon = 1 \quad \epsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala	c/t =	3,62	classe	1
Anima	c/t =	21,23	classe	1

Classe di appartenenza del profilo:	1
-------------------------------------	----------

(per profili IPE o HE → per l'ala: c = b-t_w-2·r t = t_f ; per l'anima: c = h-2·t_f-2·r t = t_w)

Resistenze di calcolo

M _{c,Rd} =	13,592 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
V _{c,Rd} =	81,474 KN	Resistenza di calcolo a taglio
N _{c,Rd} =	295,65 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,0872 \quad \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,389553$$

$$a = 0,390 \quad a = (A - 2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$ KNm	$M_{N,y,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
0,00	13,59	13,59	2,22	6,12	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 11,37 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,25 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 2,22 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 11,853 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti} \quad g = 4,48 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili} \quad q = 3,1 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza} \quad \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico } (g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q) = 11,37 \text{ KN/m}$$

δ_c (mm) =	0
δ_1 (mm) =	0,21
δ_2 (mm) =	0,15
δ_{max} (mm) =	0,36

monta iniziale della trave

spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$\delta_{\max, LIM} =$	3,125	mm
------------------------	-------	----

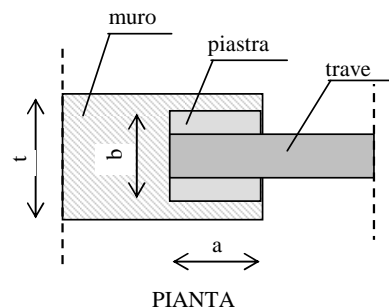
$\delta_{2,LIM} =$	2,500	mm
--------------------	-------	----

δ_{\max}	< del valore limite __ VERIFICATO	
-----------------	-----------------------------------	--

δ_2	< del valore limite ____ VERIFICATO	
------------	-------------------------------------	--

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

presenza di piastra di appoggio	si
profondità della piastra di appoggio	a (cm) = 30
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) = 15
spessore del muro	t (cm) = 15



Caratteristiche della muratura

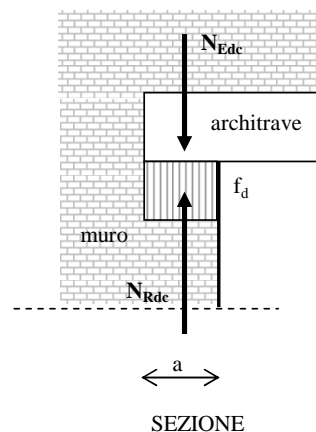
muratura in mattoni pieni

$f_m = 100 \text{ N/cm}^2$ Resistenza media a compressione

Livello di conoscenza LC1

Coeff. parziale di sicurezza γ_M 1

Fattore di confidenza 1,35



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc}

deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi

concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$ dove: β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati
variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza
si sceglie $\beta = 1$
 A_b = area dell'impronta del carico
 f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) = 30

b (cm) = 15

$A_b = 450 \text{ cm}^2$

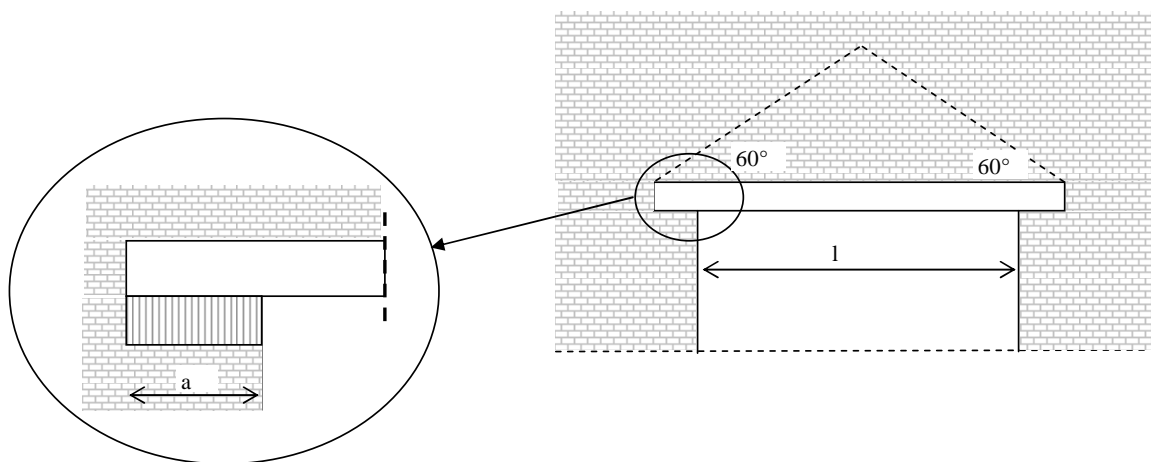
$f_d =$	74,07	N/cm ²	Resistenza di calcolo a compressione della muratura
$N_{Edc} =$	7,11	KN	Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio
$N_{Rdc} =$	33,33	KN	Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati
$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,213	<=1 verificato	

PIANO: Primo - Architrave 26-27

PARETE N° A26-A27

ARCHITRAVE N° 26-27

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



luce architrave "l" 1,05 m

lunghezza di appoggio "a" 20 cm

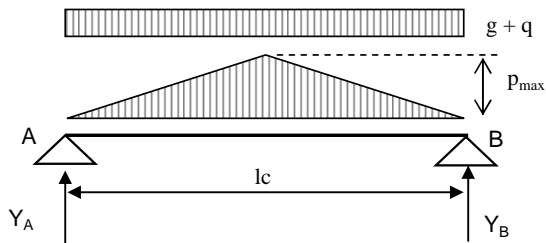
luce di calcolo "lc" 1,25 m

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	2	2	1,05	1,05	1	1

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
2,1	2

	spessore	massa vol.	p _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0	13,75	0,00

Schema statico:



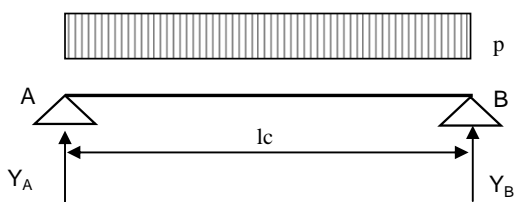
Totale carichi permanenti $g = 2,10$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_G = 1,5$

Totale carichi variabili $q = 2$ KN/m

coeff. parziale di sicurezza $\gamma_Q = 1,5$

Combinazione di carico $(g \times \gamma_G + q \times \gamma_Q) = 6,15$ KN/m



p (KN/m)	6,15
luce di calcolo "lc" (m)	1,25
Y _A (KN)	3,84
Y _B (KN)	3,84

Sollecitazioni di calcolo

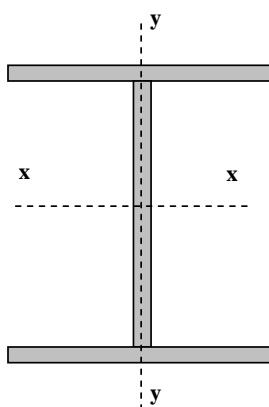
M _{Ed}	1,20	KNm
V _{Ed}	3,84	KN
N _{Ed}	0,00	KN

Profilati

Profilato tipo	IPE
	100

Numero di profili per l'architrave

1



valori del singolo profilo	A =	10,32	cm ²	area lorda del profilo
	b =	55	mm	larghezza delle ali
	t _f =	5,7	mm	spessore delle ali
	t _w =	4,1	mm	spessore dell'anima
	r =	7	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	100	mm	altezza del profilo

$E =$	210000	N/mm^2	modulo elastico
$W_{pl,x} =$	39,41	cm^3	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
$W_{el,x} =$	34,2	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$W_{el,y} =$	5,79	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$J_x =$	171	cm^4	momento d'inerzia del singolo profilo
$A_v =$	5,08	cm^2	area resistente al taglio $(A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f)$

Tipo di acciaio **s235**

$f_{yk} =$	235,00	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	360,00	N/mm^2	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\epsilon = 1 \quad \epsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala	$c/t =$	3,24	classe	1
Anima	$c/t =$	18,20	classe	1

Classe di appartenenza del profilo:	1
-------------------------------------	----------

(per profili IPE o HE \rightarrow per l'ala: $c = b - t_w - 2 \cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$ $t = t_w$)

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd} =$	8,8203 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	65,664 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	230,97 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,0585 \quad <= 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,3924419$$

$$a = 0,392 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } <= 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$ KNm	$M_{N,y,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
0,00	8,82	8,82	1,20	7,34	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 6,15 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,25 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 1,20 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 7,6543 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti } g = 2,10 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili } q = 2 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico } (g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q) = 6,15 \text{ KN/m}$$

δ_c (mm) =	0
δ_1 (mm) =	0,19
δ_2 (mm) =	0,18
δ_{max} (mm) =	0,36

monta iniziale della trave

spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$\delta_{\max, \text{ LIM}} =$	3,125	mm
--------------------------------	-------	----

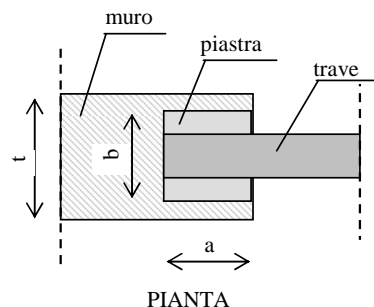
$\delta_{2, \text{ LIM}} =$	2,500	mm
-----------------------------	-------	----

δ_{\max}	< del valore limite __ VERIFICATO	
-----------------	-----------------------------------	--

δ_2	< del valore limite ____ VERIFICATO	
------------	-------------------------------------	--

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

presenza di piastra di appoggio	si
profondità della piastra di appoggio	a (cm) = 30
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) = 15
spessore del muro	t (cm) = 15



Caratteristiche della muratura

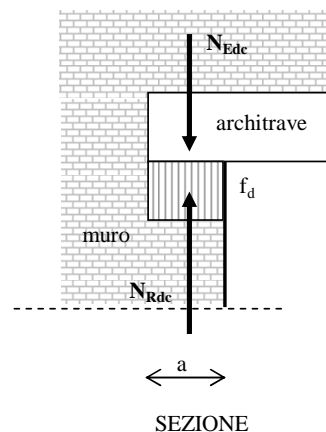
muratura in pietrame disordinato

$f_m = 100 \text{ N/cm}^2$ Resistenza media a compressione

Livello di conoscenza **LC1**

Coeff. parziale di sicurezza γ_M **1**

Fattore di confidenza **1,35**



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc}

deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi

concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$ dove:

- β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati
variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza
si sceglie $\beta = 1$
- A_b = area dell'impronta del carico
- f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) = 30

b (cm) = 15

$A_b = 450 \text{ cm}^2$

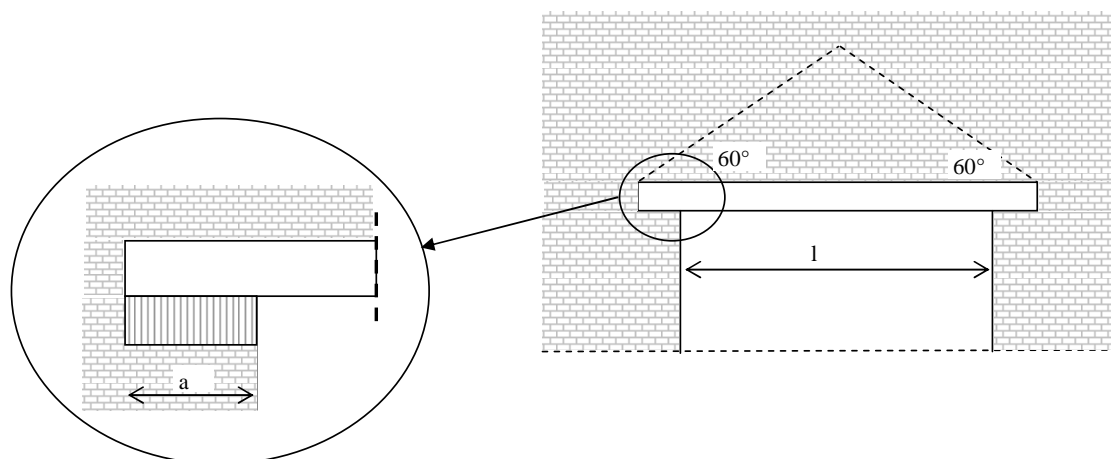
$f_d =$	74,07	N/cm ²	Resistenza di calcolo a compressione della muratura
$N_{Edc} =$	3,84	KN	Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio
$N_{Rdc} =$	33,33	KN	Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati
$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,115	<=1 verificato	

PIANO: PRIMO architrave 28

PARETE N° A28

ARCHITRAVE N° 28

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



luce architrave "l" 1,05 m

lunghezza di appoggio "a" 20 cm

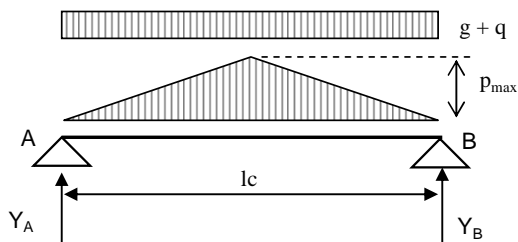
luce di calcolo "lc" 1,25 m

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
solaio sovrastante	4	0	1,05	1,05	3	3

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
2,1	6

	spessore	massa vol.	p _{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0	19	0,00

Schema statico:



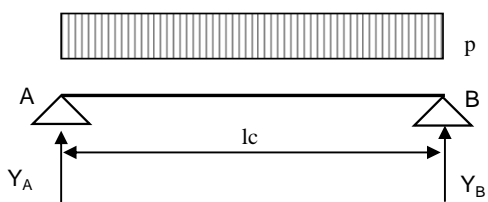
Totale carichi permanenti g = 2,10 KN/m

coeff. parziale di sicurezza γ_G = 1,5

Totale carichi variabili q = 6 KN/m

coeff. parziale di sicurezza γ_Q = 1,5

Combinazione di carico (g x γ_G + q x γ_Q) = 12,15 KN/m



p (KN/m)	12,15
----------	-------

luce di calcolo "lc" (m)	1,25
--------------------------	------

Y _A (KN)	7,59
---------------------	------

Y _B (KN)	7,59
---------------------	------

Sollecitazioni di calcolo

M _{Ed}	2,37	KNm
-----------------	------	-----

V _{Ed}	7,59	KN
-----------------	------	----

N _{Ed}	0,00	KN
-----------------	------	----

Profilati

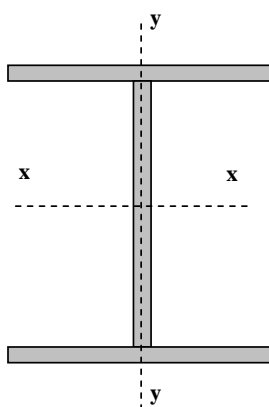
Profilato tipo

IPE

Numero di profili per l'architrave

1

140



valori del singolo profilo	A =	16,43	cm ²	area lorda del profilo
	b =	73	mm	larghezza delle ali
	t _f =	6,9	mm	spessore delle ali
	t _w =	4,7	mm	spessore dell'anima
	r =	7	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	140	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm ²	modulo elastico
W _{pl,x} =	88,34	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W _{el,x} =	77,32	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W _{el,y} =	12,31	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J _x =	541,2	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo
A _v =	7,65	cm ²	area resistente al taglio (A _v = A-2b*t _f +(t _w +2*r)*t _f)

Tipo di acciaio **s235**

f _{yk} =	235,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento
f _{tk} =	360,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura
γ _{M0} =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\epsilon = 1 \quad \epsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala	c/t =	3,93	classe	1
Anima	c/t =	23,87	classe	1

Classe di appartenenza del profilo:	1
-------------------------------------	----------

(per profili IPE o HE → per l'ala: c = b-t_w-2·r t = t_f ; per l'anima: c = h-2·t_f-2·r t = t_w)

Resistenze di calcolo

M _{c,Rd} =	19,771 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
V _{c,Rd} =	98,803 KN	Resistenza di calcolo a taglio
N _{c,Rd} =	367,72 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,0769 \quad <= 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,386853$$

$$a = 0,387 \quad a = (A - 2bt_f)/A \text{ se } <= 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$ KNm	$M_{N,y,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
0,00	19,77	19,77	2,37	8,33	verificato

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

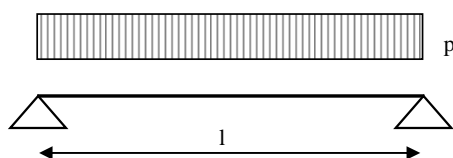
$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

$$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 12,15 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,25 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 2,37 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 17,305 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ($W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$)

La trave si trova in fase elastica in quanto $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti } g = 2,10 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili } q = 6 \text{ KN/m}$$

$$\text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico } (g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q) = 12,15 \text{ KN/m}$$

δ_c (mm) =	0
δ_1 (mm) =	0,06
δ_2 (mm) =	0,17
δ_{max} (mm) =	0,23

monta iniziale della trave

spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k$$

$$k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k$$

$$k = 500$$

$\delta_{\max, \text{ LIM}} =$	3,125	mm
--------------------------------	-------	----

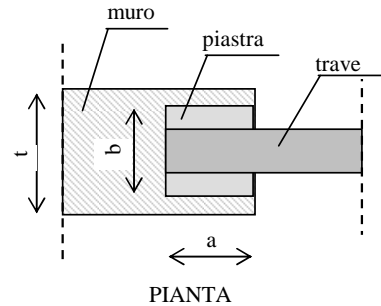
$\delta_{2, \text{ LIM}} =$	2,500	mm
-----------------------------	-------	----

δ_{\max}	< del valore limite __ VERIFICATO	
-----------------	-----------------------------------	--

δ_2	< del valore limite ____ VERIFICATO	
------------	-------------------------------------	--

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

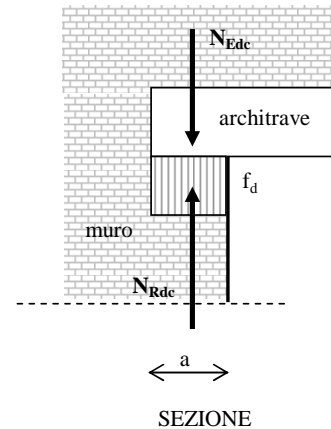
presenza di piastra di appoggio	si
profondità della piastra di appoggio	a (cm) = 20
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) = 15
spessore del muro	t (cm) = 15



Caratteristiche della muratura

muratura in pietrame disordinato

$f_m =$	100	N/cm ²	Resistenza media a compressione
Livello di conoscenza	LC1		
Coeff. parziale di sicurezza γ_M	1		
Fattore di confidenza	1,35		



Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale N_{Edc} deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi concentrati verticali N_{Rdc} .

Deve risultare: $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$ dove: β = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati
variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza
si sceglie $\beta = 1$
 A_b = area dell'impronta del carico
 f_d = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:

a (cm) =	20
b (cm) =	15

$A_b =$	300	cm ²
---------	-----	-----------------

$f_d =$	74,07	N/cm ²	Resistenza di calcolo a compressione della muratura
$N_{Edc} =$	7,59	KN	Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio
$N_{Rdc} =$	22,22	KN	Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati
$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,342	<=1 verificato	