



REGIONE SICILIANA

ASSESSORATO DEI BENI CULTURALI DELL'IDENTITA' SICILIANA
DIPARTIMENTO DEI BENI CULTURALI E DELL'IDENTITA' SICILIANA

PARCO ARCHEOLOGICO DI SEGESTA

PATTO PER IL SUD SICILIA 2014/2020

Adeguamento dei servizi e risistemazione logistica accoglienza



Unione Europea

Fondo Europeo Di Sviluppo Regionale



IL DIRETTORE DEL PARCO

Dott.ssa Rossella Giglio

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Dott.ssa Rossella Giglio

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Arch. Antonella Ricotta

Geom. Vincenzo Tumminia

Geom. Elisa Rizzo

STRUTTURA TECNICA ORGANIZZATIVA

Parco Archeologico di Segesta

IL PROGETTISTA STRUTTURALE

Arch. Benedetto Musillami



PROGETTO ESECUTIVO - CALCOLI STATICI

■ ELABORATO 3 - B:

ARCHITRAVE MODIFICHE APERTURE W.C. DONNE

interventi su bagni utenza

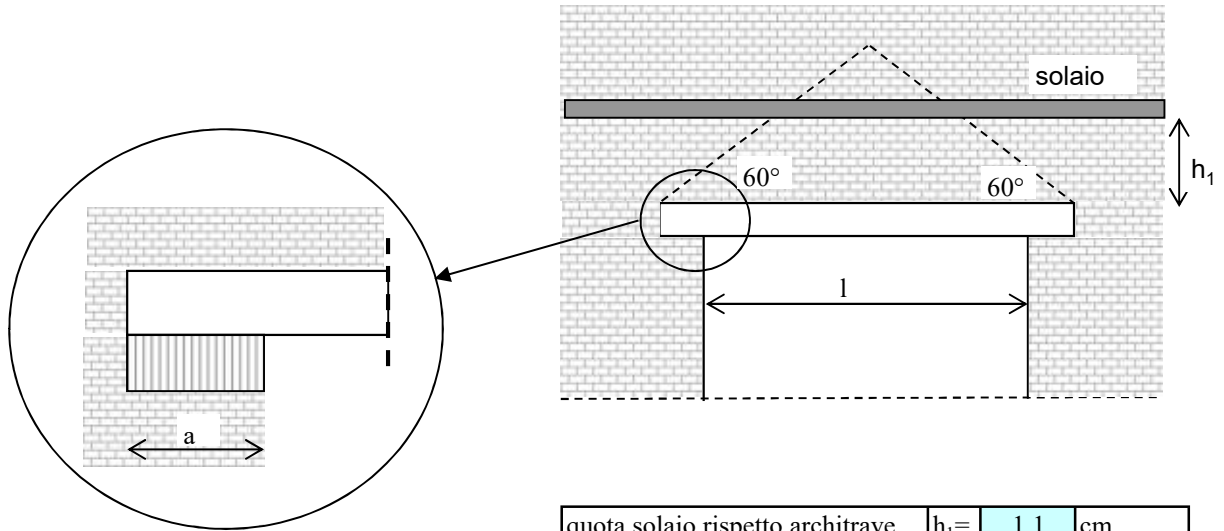
			DATA	NOME	FIRMA
			REDATTO		
			VERIFICATO		
			APPROVATO		
			DATA 2020	TAV. 3 - B	
REVISIONE	DATA	AGGIORNAMENTI	SCALA		
			CODICE FILE		

PIANO: BAGNI UTENZA

PARETE N° 2

ARCHITRAVE N° 1

VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



quota solaio rispetto architrave $h_1 = 1,1$ cm

luce architrave "l" 0,65 m

lunghezza di appoggio $a = 15$ cm

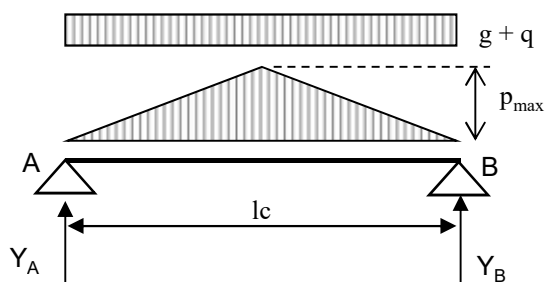
luce di calcolo "lc" 0,8 m

	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	2,525	0	2,45	0	1	1

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
3,052	1,2456

	spessore	massa vol.	p_{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m ³)	
muro sovrastante	0,3	16	2,70

Schema statico:



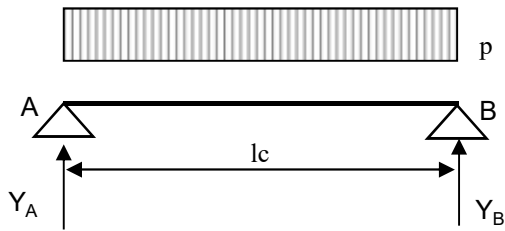
Totale carichi permanenti $g = 4,40$ KN/m

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

Totale carichi variabili $q = 1,2456$ KN/m

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

Combinazione di carico $(g\gamma_G + q\gamma_Q) = 8,47$ KN/m



p (KN/m) $8,47$

luce di calcolo " l_c " (m) $0,80$

Y_A (KN) $3,39$

Y_B (KN) $3,39$

Sollecitazioni di calcolo

$M_{Ed} = 0,68$ KNm

$V_{Ed} = 3,39$ KN

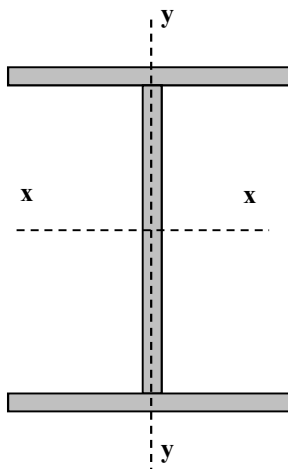
$N_{Ed} = 0,00$ KN

Profilati

Profilato tipo **HEA**

Numero di profili per l'architrave **2**

100



valori del singolo profilo	$A = 21,24$ cm ²	area lorda del profilo
	$b = 100$ mm	larghezza delle ali
	$t_f = 8$ mm	spessore delle ali
	$t_w = 5$ mm	spessore dell'anima
	$r = 12$ mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	$h = 96$ mm	altezza del profilo

$E =$	210000	N/mm^2	modulo elastico
$W_{pl,x} =$	83,01	cm^3	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
$W_{el,x} =$	72,76	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$W_{el,y} =$	26,76	cm^3	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
$J_x =$	349,2	cm^4	momento d'inerzia del singolo profilo
$A_v =$	7,56	cm^2	area resistente al taglio $(A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f)$

Tipo di acciaio s275

$f_{yk} =$	275,00	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	430,00	N/mm^2	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\varepsilon = 0,9244 \quad \varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di flessione

Ala $c/t = 4,44$ classe 1

Anima $c/t = 11,20$ 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

$M_{c,Rd} = 43,481$ KNm Resistenza di calcolo a flessione

$V_{c,Rd} = 228,63$ KN Resistenza di calcolo a taglio

$N_{c,Rd} = 1112,6$ KN Resistenza di calcolo a sforzo normale

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

$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,0148 \leq 0,5$: si può trascurare l'influenza del taglio

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

$M_{y,V,Rd}$ KNm	M_{Ed} KNm	$M_{y,V,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
43,48	0,68	64,17	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)

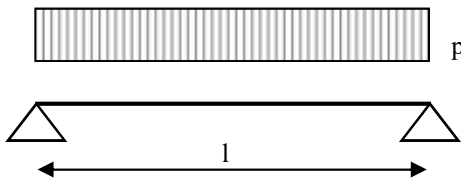
$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

Resistenza di calcolo a taglio

$(M_{y,V,Rd} = (W_{pl} - r \cdot A_v^2 / (4 \cdot t_w)) \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$

Resistenza convenzionale a flessione retta in presenza di taglio non trascurabile

Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$p = 8,47$ KN/m

$l = 0,8$ m

$M_{Ed} = 0,68$ KNm

$M_{el} = 38,112$ 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 $g = 4,40$ KN/m

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

Totale carichi variabili $q = 1,2456$ KN/m

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

Combinazione di carico ($g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q$) = $8,47$ KN/m

δ_c (mm) =	0	monta iniziale della trave
δ_1 (mm) =	0,02	spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti
δ_2 (mm) =	0,01	spostamento elastico dovuto ai carichi variabili
δ_{max} (mm) =	0,03	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
-----	-----

$\delta_{\max, LIM} =$	2,000	mm
------------------------	-------	----

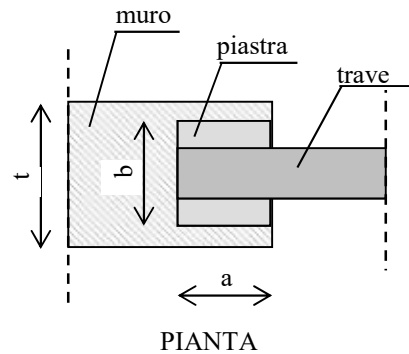
$\delta_{2, LIM} =$	1,600	mm
---------------------	-------	----

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

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

VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

presenza di piastra di appoggio	no
profondità della piastra di appoggio	a (cm) = 0
larghezza della piastra di appoggio	b (cm) = 0
spessore del muro	t (cm) = 0



Caratteristiche della muratura

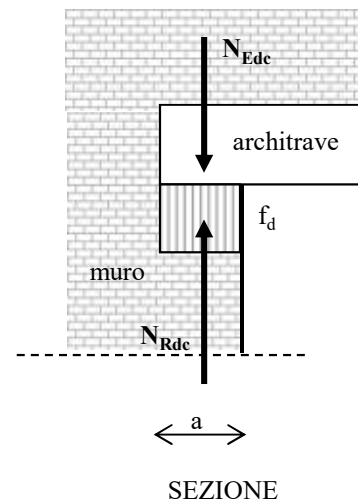
muratura in pietra da spacco con buona tessitura e presenza di malta con buone caratteristiche

$f_m = 140 \text{ N/cm}^2$ 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) =	15
----------	----

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

b (cm) =	20
----------	----

$f_d =$	103,70	N/cm^2	Resistenza di calcolo a compressione della muratura
---------	--------	-----------------	---

$N_{Edc} =$	3,39	KN	Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio
-------------	------	----	---

$N_{Rdc} =$	31,11	KN	Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati
-------------	-------	----	---

$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,109	≤ 1 verificato
-----------------------	-------	---------------------