

COMUNE DI MONTALCINO

Ufficio Tecnico del Genio Civile
Area vasta di Grosseto e Siena
Sede di Siena

LAVORI: LAVORI DI ABBATTIMENTO DELLE BARRIERE ARCHITETTONICHE
ALL'ISTITUTO SCOLASTICO COMPRESIVO "INSIEME" A MONTALCINO VIA LAPINI N. 2

COMMITTENTE: Comune di Montalcino

PROGETTISTA ARCHITETTONICO: Arch. David Margheriti

DIRETTORE DEI LAVORI ARCHITETTONICO: Arch. David Margheriti

PROGETTISTA DELLE STRUTTURE: Ing. Daniele Briganti

DIRETTORE DEI LAVORI DELLE STRUTTURE: Ing. Daniele Briganti

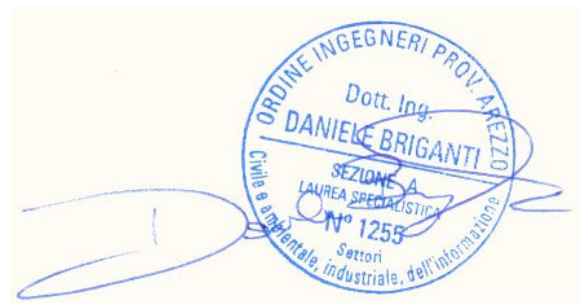
OGGETTO:

A3 "Relazione Tecnica Generale"

A4 "Relazione sui Materiali"

A8 "Relazione di Calcolo"

Foiano della Chiana li 11/07/2015



INDICE

A1	Relazione di calcolo strutturale	pag. 3
A1.1	Relazione generale illustrativa dell'opera	pag. 3
A1.2	Normative di riferimento	pag. 4
A1.4	Valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura	pag. 5
A1.4.1	Analisi dei carichi	pag. 5
A1.4.2	Verifica cerchiatura interrato	pag. 6
A1.4.3	Verifica cerchiatura terra	pag. 36
A1.4.4	Verifica traverso centrale IPE330	pag. 47
A1.4.5	Verifica HEA120 taglio solaio	pag. 48
A1.4.6	Verifica HEA100 solai interrato	pag. 51
A4	Relazione sui materiali	pag. 4

A1 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

A1.1 RELAZIONE GENERALE ILLUSTRATIVA DELL'OPERA

L'intervento oggetto della presente, riguarda la realizzazione di opere necessarie al superamento delle barriere architettoniche presso l'Istituto Scolastico Comprensivo "INSIEME" di Montalcino sito in via Lapini n.2.

Le opere strutturali si riferiscono a:

- Realizzazione di un vano ascensore in CA interrato realizzato all'esterno del fabbricato esistente;
- Realizzazione di una berlinese di micropali per sostenere il terreno in fase di scavo e successivamente;
- Apertura di due porte a piano interrato e piano terra mediante una cerchiatura metallica;
- Apertura e successiva richiusura di una piccola porzione di solaio nel locale palestra, necessaria per poter ridurre lo spessore del solaio per l'alloggiamento di una rampa di accesso;
- Copertura del vano ascensore mediante un solaio in travetti in acciaio e tavellone;

Per quanto riguarda il vano ascensore, questo è realizzato completamente in CA con la fondazione e le pareti dello spessore di 30 cm. L'azione statica e sismica del terreno è completamente assorbita dalla berlinese di micropali posta immediatamente dietro alla parete stessa; per quanto riguarda le azioni orizzontali prodotte dall'ascensore e dal vento, si fa notare che nella direzione ortogonale alla facciata del fabbricato le azioni orizzontali sono completamente assorbite dagli ancoraggi che l'ascensore ha con il fabbricato stesso, mentre per quanto riguarda la direzione ortogonale alla precedente, questa è assorbita dalla spinta passiva del terreno circostante e dallo scannafosso che costituisce un appoggio per la parete stessa.

La berlinese è composta da micropali posti a 35 cm l'uno dall'altro con un sistema di tiranti posti alla distanza di 200cm dal piano di campagna.

I due vani che dovranno essere aperti sono esattamente in corrispondenza verticale l'una all'altra. Data la poca distanza fra i due, si è scelto di realizzare un unico portale a due piani.

Dalla scienza e tecnica delle costruzioni si può dedurre un calcolo semplificato per il dimensionamento del portale e per la valutazione delle caratteristiche di rigidità e resistenza del singolo portale di piano.

Per quanto riportato nelle tavole strutturali, la lunghezza dei traversi sono circa pari alla metà dei piedritti e moduli di inerzia uguali o superiori (traverso centrale); queste due condizioni, garantiscono la quasi inflessibilità dei traversi rispetto ai piedritti. Tale condizione consente di semplificare il calcolo e studiare i due piedritti separatamente.

E' da notare che l'unico accorgimento è quello di dimensionare il traverso centrale per un momento ultimo pari alla somma dei momenti ultimi dei piedritti che in essi incidono.

Per quanto riguarda il solai sul quale si dovrà realizzare una foratura, si tratta di un solaio a travetti e volticine. L'intervento prevede il solo smontaggio di una piccola porzione di voltina con il relativo riempimento, senza intaccare i travetti in acciaio, successivamente si procederà ad introdurre due HEA120 nella muratura, lateralmente alla finestra esistente e in direzione ortogonale all'orditura del solaio, al fine di sovrapporvi tavelloni, soletta e pavimentazione.

Il Comune di Montalcino con l'Ordinanza 3274 è stato classificato in zona sismica 3, corrispondente ad una medio bassa sismicità.

Si rimanda agli elaborati grafici architettonici.

A1.2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08

STATI LIMITE

A1.4 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI DELLA STRUTTURA

A1.4.1 ANALISI DEI CARICHI

CARICHI DI SUPERFICIE

SOLAIO PALESTRA

Carichi Permanenti

G1	p.p.	daN/mq	10	<u>135</u>
	soletta	daN/mq	125	
	intonaco	daN/mq	30	
	tavellone	daN/mq	30	
G2	massetto	daN/mq	100	<u>300</u>
	pavimento	daN/mq	40	
	tramezzi	daN/mq	100	
	TOT.	daN/mq	435	
Q	Carichi accidentali	daN/mq	400	
	TOT.	daN/mq	835	

SOLAIO SCANNAFOSSO

Carichi Permanenti

G1	p.p.	daN/mq	10	<u>135</u>	
	soletta	daN/mq	125		
	tavellone	daN/mq	30		
	massetto	daN/mq	100		<u>170</u>
	pavimento	daN/mq	40		
	TOT.	daN/mq	305		
Q	Carichi accidentali	daN/mq	400		
	TOT.	daN/mq	705		

A1.4.2 VERIFICA CERCHIATURA INTERRATO

ANALISI DEI CARICHI

Solaio in profilati di acciaio e tavelloni - calpestio				
<i>Elementi strutturali (G₁)</i>				KN/m ²
putrelle in acciaio IPE 200	i (m)=	1,05	p (KN/m)=	0,22
tavelloni				0,35
soletta cls alleggerito	s (m)=	0,1	γ (KN/m ³)=	25
G₁ =				3,06
<i>Elementi non strutturali (G₂)</i>				KN/m ²
pavimento				0,50
isolamento termico e impermeabilizzazione				0,00
intonaco				0,30
incidenza tramezzi				1,00
G₂ =				1,80
<i>Carichi variabili (Q)</i>				KN/m ²
carico di esercizio (q _k)				3,00
q_k =				3,00
Coefficienti parziali (γ _F) per le azioni (verifica SLU)				
		(favorevole)	(sfavorevole)	
γ _{G1} =	1	1,30		
γ _{G2} =	1	1,50		
γ _Q =	0	1,50		
Combinazione fondamentale (SLU)		q ₁ = G ₁ xγ _{G1} + G ₂ xγ _{G2} + q _k xγ _Q		
	(favorevole)	(sfavorevole)		
G ₁ x γ _{G1} =	3,06	3,98	KN/m ²	
G ₂ x γ _{G2} =	1,80	2,70	KN/m ²	
q _k x γ _Q =	0,00	4,50	KN/m ²	
q ₁ =	4,86	11,18	KN/m ²	

CARICHI SULLA PARETE

Carico agente in sommità della parete dovuto alla porzione di muro sovrastante

coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{G2} = 1$

	H (m)	t (m)	w (KN/m ³)	p (KN/m)
muro sovrastante	13,5	0,7	16	151,20
				0,00
				0,00
				0,00
				0,00

Carico agente in sommità della parete dovuto all'incidenza dei solai

	L(dx)	L(sx)	q ₁ (dx)	q ₁ (sx)	p (KN/m)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	
solaio di copertura	0	0	0,00	0,00	0,00
solaio p.1	7,9	0	4,86	0,00	19,20
solaio terra	2,4	0	4,86	0,00	5,83
Totale carico distribuito (KN/m)					176,23

H = altezza del muro sovrastante (spessore t)

L(dx), L(sx) = luce del solaio a destra e a sinistra

p = carico

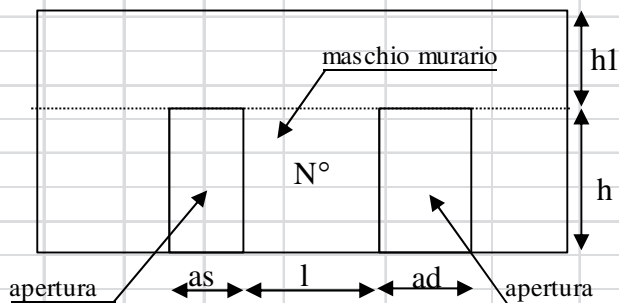
STATO ATTUALE

numero di maschi murari **1**

Calcolo della tensione normale media verticale (σ_0) agente in ciascun maschio murario

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h ₁ (m)	i (m)	t (m)	w (KN/m³)	σ_0 (KN/m²)
1	0	0	2,24	13,27	0	13,27	0,7	16,00	269,68
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00
0	0	0	0		0	0	0	0,00	0,00
0	0	0	0		0	0	0	0,00	0,00
0	0	0	0		0	0	0	0,00	0,00

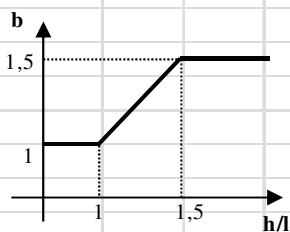
Simbologia



- as= apertura a sinistra
- ad= apertura a destra
- l= lunghezza maschio murario
- h = altezza maschio murario
- t = spessore maschio murario
- h₁ = altezza fascia di piano
- i = interasse maschio murario
- $i = l + as/2 + ad/2$

Individuazione del coefficiente "b"

N°	h/l	b
1	0,169	1,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm ²	m	m	m	m ²	N/mm ²	KN/m
1	540	0,7	13,27	2,24	9,289	1620	1851439,6
0	0	0	0	0	0	0	0,0
0	0	0	0	0	0	0	0,0
0	0	0	0	0	0	0	0,0
0	0	0	0	0	0	0	0,0
0	0	0	0	0	0	0	0,0

RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)	1851439,58
-------------------------------	------------

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

	τ_0	f_d	σ_0	V_t	V_{pf}	V_u	δ_e	tipo di rottura	μ	δ_u	$\delta_{u,max}$
	N/cm ²	N/cm ²	KN/m ²	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	6,3	315	270	1723	13345	1723	0,931	taglio per trazione	1,5	1,40	8,96
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000		0	0,00	0,00
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000		0	0,00	0,00
0	0		0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,00	0,00
0	0		0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,00	0,00
0	0		0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,00	0,00

τ_0 = resistenza a taglio della muratura

f_d = resistenza a compressione della muratura

σ_0 = tensione media verticale nella muratura

V_t = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

V_{pf} = resistenza a taglio per pressoflessione

V_u = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra V_t e V_{pf})

δ_e = spostamento del maschio murario al limite elastico

δ_u = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$ = valore max = 0,4%*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%*h nel caso di rottura per pressoflessione

Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	8,96
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	1723,2
		0,0
		0,0
		0,0
		0,0
		0,0
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	1723,2

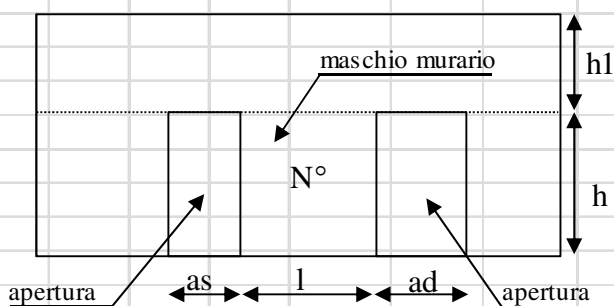
STATO MODIFICATO

numero di maschi murari 2

Calcolo della tensione normale media verticale (σ_0) agente in ciascun maschio murario

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h ₁ (m)	i (m)	t (m)	w (KN/m ²)	σ_0 (KN/m ²)
1	0	1,5	2,24	8,89	0	9,64	0,7	16,00	290,91
2	1,5	0	2,24	2,88	0	3,63	0,7	16,00	335,24
0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0,00
0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0,00
0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0,00
0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0,00

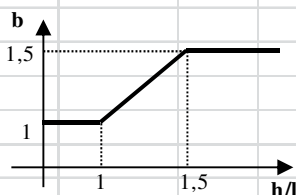
Simbologia



- as= apertura a sinistra
- ad= apertura a destra
- l= lunghezza maschio murario
- h = altezza maschio murario
- t = spessore maschio murario
- h₁ = altezza fascia di piano
- i = interasse maschio murario
- $i = l + as/2 + ad/2$

Individuazione del coefficiente "b"

N°	h/l	b
1	0,252	1,000
2	0,778	1,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm ²	m	m	m	m ²	N/mm ²	KN/m
1	540	0,7	8,89	2,24	6,223	1620	1228491,1
2	540	0,7	2,88	2,24	2,016	1620	346735,2
0	0	0	0	0	0	0	0,0
0	0	0	0	0	0	0	0,0
0	0	0	0	0	0	0	0,0
0	0	0	0	0	0	0	0,0

RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)	1575226
--------------------------------------	---------

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

	τ_0	f_d	σ_0	V_t	V_{pf}	V_u	δ_e	tipo di rottura	μ	δ_u	$\delta_{u,max}$
	N/cm ²	N/cm ²	KN/m ²	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	6,3	315	290,91	1187,63	6404,23	1187,63	0,967	taglio per trazione	1,5	1,450	8,960
2	6,3	315	335,24	406,26	760,14	406,26	1,172	taglio per trazione	1,5	1,758	8,960
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000		0	0,000	0,000
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,000	0,000
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,000	0,000
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,000	0,000

τ_0 = resistenza a taglio della muratura

f_d = resistenza a compressione della muratura

σ_0 = tensione media verticale nella muratura

V_t = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

V_{pf} = resistenza a taglio per pressoflessione

V_u = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra V_t e V_{pf})

δ_e = spostamento del maschio murario al limite elastico

δ_u = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$ = valore max = 0,4%*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%*h nel caso di rottura per pressoflessione

Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	8,96
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	1187,6
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	406,3
		0,0
		0,0
		0,0
		0,0
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	1593,9

VERIFICHE

a) La rigidezza finale della parete non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) **15** %

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) **15** %

K_{in} (KN/m)	1851439,58
K_{fin} (KN/m)	1575226,257

variazione percentuale: **-14,9** %

La verifica è pertanto soddisfatta

b) La resistenza finale della parete non deve essere inferiore a quella iniziale

$V_{t,in}$ (KN)	1723,22
$V_{t,fin}$ (KN)	1593,89

La verifica non è soddisfatta pertanto occorre un intervento di rinforzo

c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale

$\delta_{l,in}$ (mm)	8,96
$\delta_{l,fin}$ (mm)	8,96

La verifica risulta pertanto soddisfatta

DIMENSIONAMENTO DEI TELAI METALLICI

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
		$E =$	210000	N/mm ²	modulo elastico

Numero di telai da inserire nella parete	1
--	---

H_{telaio} (cm)	230	(Altezza media dei telai)
K_{ric} (KN/m)	-1502,61	(Rigidezza richiesta ai telai)
$J_{x,\text{piedr}}$ (cm ⁴)	-362,7	(Momento d'inerzia minimo di un piedritto)

<i>n</i>	<i>nome</i>	<i>tipo piedritto</i>	<i>H</i> (cm)	W_x (cm ³)	J_x (cm ⁴)	K_T (KN/m)	M_{el} (daNm)	<i>d</i> (mm)	F_T (KN)	F_u (KN)
1	Telaio 1	1 HEA 200	230	333	3692	15293,6	7452,86	8,48	129,61	129,61
0						0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTALI						15293,6			129,61	129,61

Legenda:

<i>tipo piedritto:</i>	numero e tipo di profilati con i quali è realizzato ciascun piedritto (due piedritti per ogni telaio)
<i>H:</i>	altezza del piedritto in cm
W_x <i>piedritto:</i>	modulo di resistenza elastico del piedritto
J_x <i>piedritto:</i>	momento d'inerzia del piedritto
K_T :	rigidezza del telaio
M_{el} :	momento al limite elastico del piedritto
<i>d:</i>	spostamento in sommità al limite elastico del piedritto
F_T :	contributo tagliante fornito dal telaio in corrispondenza dello spostamento ultimo della parete
F_u :	taglio ultimo del telaio, in corrispondenza della formazione della prima cerniera plastica

VERIFICHE

a) La rigidezza finale (maschi murari + telai) non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)	15	%
---	----	---

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)	15	%
---	----	---

K_{in} (KN/m)	1851439,58		
K_{fin} (KN/m)	1590519,82	variazione percentuale:	-14,1 %

La verifica è pertanto soddisfatta

b) La resistenza finale (maschi murari + telai) non deve essere inferiore a quella iniziale

$V_{t,in}$ (KN)	1723,22
$V_{t,fin}$ (KN)	1723,51

La verifica risulta pertanto soddisfatta

c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale

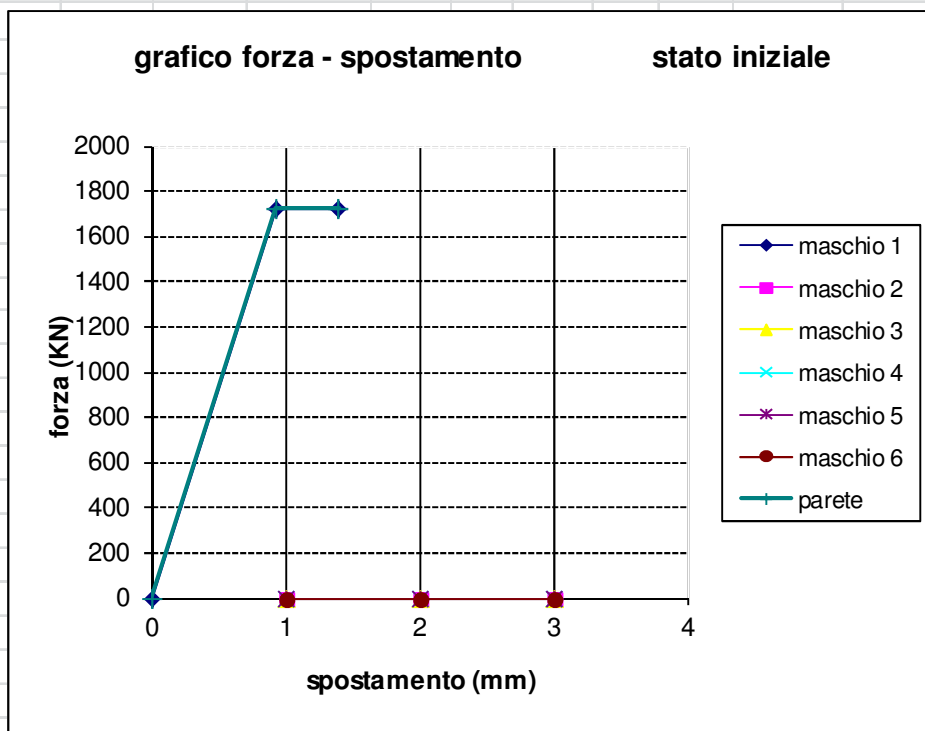
$\delta_{i, in}$ (mm)	8,960
$\delta_{i, fin}$ (mm)	8,960

La verifica risulta pertanto soddisfatta

GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

Stato Iniziale

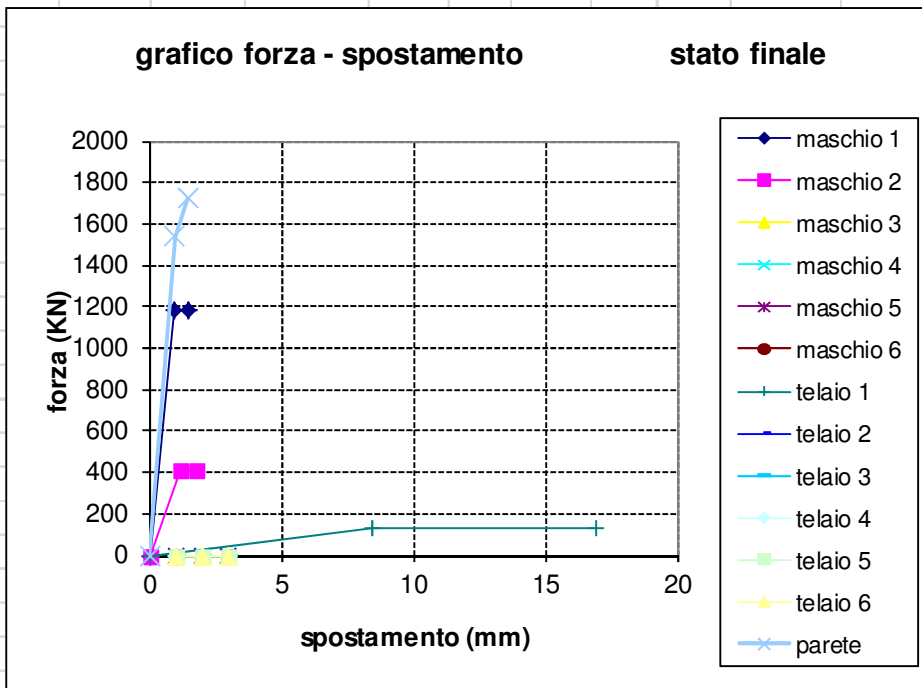
	V_i	δ
maschio 1	0	0
	1723,2	0,93
	1723,2	1,40
maschio 2	0	
maschio 3		
maschio 4		
maschio 5		
maschio 6		
parete	0	0
	1723,22	0,93
	1723,22	1,40



GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

Stato Finale

	V_i	δ
maschio 1	0	0
	1187,6	0,97
	1187,6	1,45
maschio 2	0	0
	406,26	1,17
	406,26	1,76
maschio 3		
maschio 4		
maschio 5		
maschio 6		
telaio 1	0	0
	129,61	8,48
	129,61	16,95
telaio 2		
telaio 3		
telaio 4		
telaio 5		
telaio 6		
parete	0	0
	1537,61	0,97
	1723,51	1,45



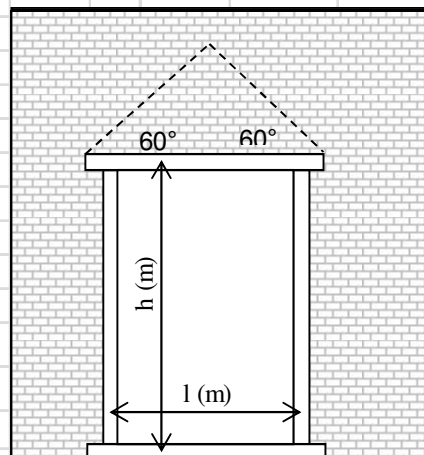
VERIFICA DEI TELAI METALLICI

TELAIO N. 1

luce telaio l	1,3	m
altezza telaio h	2,3	m

Tipo di acciaio **s235**

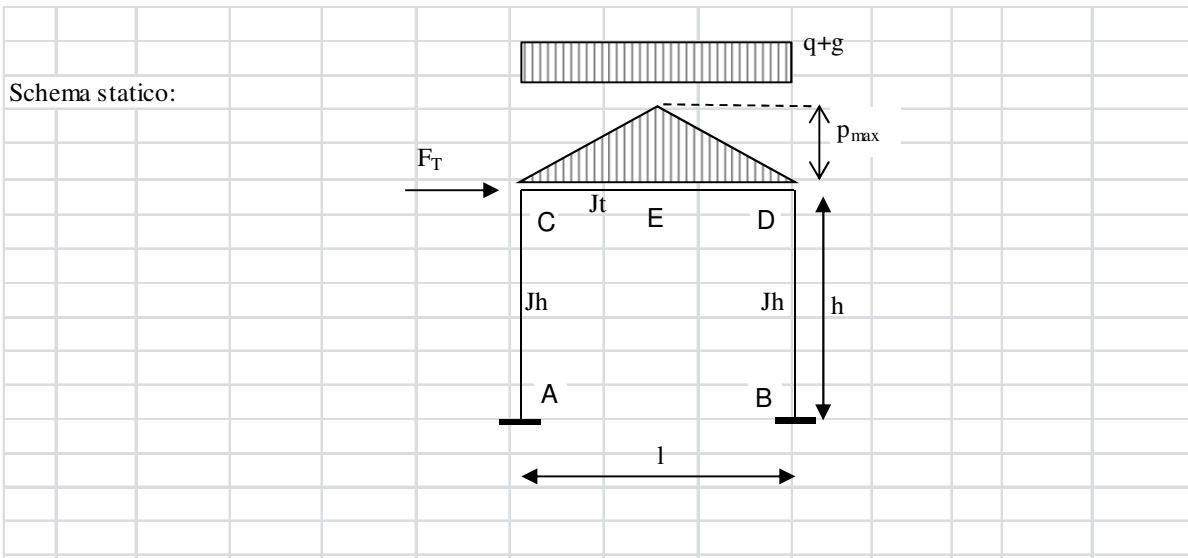
$f_{yk} =$	235,00	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	360,00	N/mm^2	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza
$E =$	210000	N/mm^2	modulo elastico



Analisi dei carichi agenti sul telaio

			carichi permanenti		carichi variabili		carichi lineari	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)	g	q
	m	m	KN/m^2	KN/m^2	KN/m^2	KN/m^2	KN/m	KN/m
solaio sovrastante	2,4	0	4,86	0	3	0	5,832	3,6

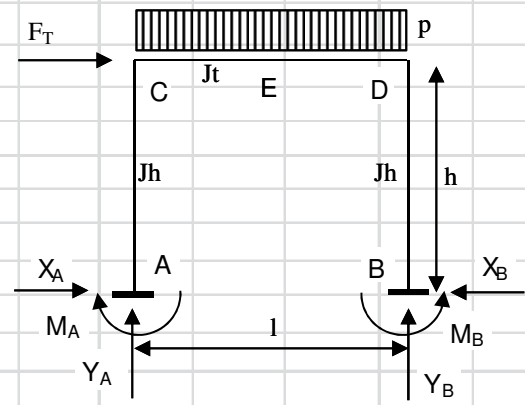
	spessore	massa vol.	p_{max} (KN/m)
	(m)	(KN/m^3)	
muro sovrastante	0,7	16	12,59



Totale carichi permanenti	$g =$	12,13	KN/m	coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_G =$	1,3
Totale carichi variabili	$q =$	3,6	KN/m	coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_Q =$	1,5
Combinazione di carico		$(g\gamma_G + q\gamma_Q) =$				21,17
						KN/m

Traverso	tipo	ipe	330	$J_x =$	11770	cm ⁴	numero profili	1
Piedritto	tipo	HEA	200	$J_x =$	3692	cm ⁴	numero profili	1

p (KN/m)	21,17	$K = 5,640262$ $K = J_t * h / (J_h * l)$
F_T (KN)	129,61	
l (m)	1,3	
h (m)	2,3	
J_t (cm ⁴)	11770	
J_h (cm ⁴)	3692	



Reazioni vincolari

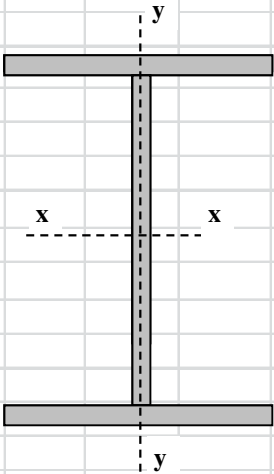
	dovute a p	dovute a F_T	sovrap.	
X_A	0,509	-64,805	-64,296	KN
Y_A	13,759	-111,364	-97,605	KN
M_A	0,390	-76,66	-76,27	KNm
X_B	0,509	64,805	65,314	KN
Y_B	13,759	111,364	125,123	KN
M_B	0,390	76,665	77,055	KNm

Sollecitazioni di calcolo

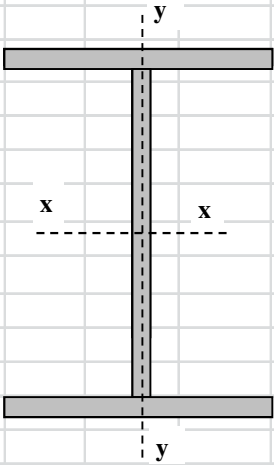
	asta AC		asta CD			asta BD	
	A	C	C	D	E	B	D
M_{Ed} (KNm)	-76,27	71,61	71,61	-73,17	3,69	77,05	-73,17
V_{Ed} (KN)	64,30	64,30	-97,61	-125,12	-111,36	65,31	65,31
N_{Ed} (KN)	97,61	97,61	-65,31	-65,31	-65,31	-125,12	-125,12

PIEDRITTI

Piedritti tipo	HEA	Numero di profili per ogni piedritto:	1
	200		

		valori del singolo profilo		<table border="1"> <tbody> <tr> <td>A =</td> <td>53,88</td> <td>cm²</td> <td>area lorda del profilo</td> </tr> <tr> <td>b =</td> <td>200</td> <td>mm</td> <td>larghezza delle ali</td> </tr> <tr> <td>t_f =</td> <td>10</td> <td>mm</td> <td>spessore delle ali</td> </tr> <tr> <td>t_w =</td> <td>6,5</td> <td>mm</td> <td>spessore dell'anima</td> </tr> <tr> <td>r =</td> <td>18</td> <td>mm</td> <td>raggio di raccordo tra anima e ala</td> </tr> <tr> <td>h =</td> <td>190</td> <td>mm</td> <td>altezza del profilo</td> </tr> </tbody> </table>	A =	53,88	cm ²	area lorda del profilo	b =	200	mm	larghezza delle ali	t _f =	10	mm	spessore delle ali	t _w =	6,5	mm	spessore dell'anima	r =	18	mm	raggio di raccordo tra anima e ala	h =	190	mm	altezza del profilo
A =	53,88	cm ²	area lorda del profilo																									
b =	200	mm	larghezza delle ali																									
t _f =	10	mm	spessore delle ali																									
t _w =	6,5	mm	spessore dell'anima																									
r =	18	mm	raggio di raccordo tra anima e ala																									
h =	190	mm	altezza del profilo																									
<table border="1"> <tbody> <tr> <td>E =</td> <td>210000</td> <td>N/mm²</td> <td>modulo elastico</td> </tr> <tr> <td>W_{pl,x} =</td> <td>429,5</td> <td>cm³</td> <td>modulo di resistenza plastico del singolo profilo</td> </tr> <tr> <td>W_{el,x} =</td> <td>388,6</td> <td>cm³</td> <td>modulo di resistenza elastico del singolo profilo</td> </tr> <tr> <td>W_{el,y} =</td> <td>133,6</td> <td>cm³</td> <td>modulo di resistenza elastico del singolo profilo</td> </tr> <tr> <td>J_x =</td> <td>3692</td> <td>cm⁴</td> <td>momento d'inerzia del singolo profilo</td> </tr> <tr> <td>A_v =</td> <td>18,13</td> <td>cm²</td> <td>area resistente al taglio</td> </tr> </tbody> </table>		E =	210000	N/mm ²	modulo elastico	W _{pl,x} =	429,5	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo	W _{el,x} =	388,6	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo	W _{el,y} =	133,6	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo	J _x =	3692	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo	A _v =	18,13	cm ²	area resistente al taglio	$(A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f)$		
E =	210000	N/mm ²	modulo elastico																									
W _{pl,x} =	429,5	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo																									
W _{el,x} =	388,6	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo																									
W _{el,y} =	133,6	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo																									
J _x =	3692	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo																									
A _v =	18,13	cm ²	area resistente al taglio																									
Tipo di acciaio s235		<table border="1"> <tbody> <tr> <td>f_{yk} =</td> <td>235,00</td> <td>N/mm²</td> <td>tensione caratteristica di snervamento</td> </tr> <tr> <td>f_{tk} =</td> <td>360,00</td> <td>N/mm²</td> <td>tensione caratteristica di rottura</td> </tr> <tr> <td>γ_{M0} =</td> <td>1,05</td> <td></td> <td>coefficiente parziale di sicurezza</td> </tr> </tbody> </table>	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														
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		$\varepsilon = 1$	$\varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$						
Azione di compressione									
Ala	$c/t =$	7,88	classe	1					
Anima	$c/t =$	20,62	classe	1					
								classe per azione di compressione:	1
Azione di flessione									
Ala	$c/t =$	7,88	classe	1					
Anima	$c/t =$	20,62	classe	1					
								classe per azione di flessione:	1
Azione di pressoflessione									
Ala	$c/t =$	7,88	classe	1					
Anima	$c/t =$	20,62	classe	1					
								classe per azione di pressoflessione:	1
$c = 134,0$		$\alpha = 0,81$							
$x = 81,91$		$\psi = -0,79$							
$396\varepsilon/(13\alpha-1) =$	41,801	$456\varepsilon/(13\alpha-1) =$	48,1346						
$36\varepsilon/\alpha =$	44,685	$41,5\varepsilon/\alpha =$	51,5113						
$42\varepsilon/(0,67+0,33\psi) =$	102,641								
$62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi} =$	98,6795								
verifica la classe		1							
verifica la classe		2							
verifica la classe		3							
Classe di appartenenza del profilo				1	(azione di pressoflessione)				
(per profili IPE o HE → per l'ala: $c = b-t_w-2\cdot r$ $t = t_f$; per l'anima: $c = h-2\cdot t_f-2\cdot r$ $t = t_w$)									

TRAVERSI																													
	IPE																												
Traverso tipo	330	Numero di profili per il traverso:	1																										
		<table border="1"> <tr> <td rowspan="6" style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">valori del singolo profilo</td> <td>A =</td> <td>62,61</td> <td>cm²</td> <td>area lorda del profilo</td> </tr> <tr> <td>b =</td> <td>160</td> <td>mm</td> <td>larghezza delle ali</td> </tr> <tr> <td>t_r =</td> <td>11,5</td> <td>mm</td> <td>spessore delle ali</td> </tr> <tr> <td>t_w =</td> <td>7,5</td> <td>mm</td> <td>spessore dell'anima</td> </tr> <tr> <td>r =</td> <td>18</td> <td>mm</td> <td>raggio di raccordo tra anima e ala</td> </tr> <tr> <td>h =</td> <td>330</td> <td>mm</td> <td>altezza del profilo</td> </tr> </table>			valori del singolo profilo	A =	62,61	cm ²	area lorda del profilo	b =	160	mm	larghezza delle ali	t _r =	11,5	mm	spessore delle ali	t _w =	7,5	mm	spessore dell'anima	r =	18	mm	raggio di raccordo tra anima e ala	h =	330	mm	altezza del profilo
valori del singolo profilo	A =	62,61	cm ²	area lorda del profilo																									
	b =	160	mm	larghezza delle ali																									
	t _r =	11,5	mm	spessore delle ali																									
	t _w =	7,5	mm	spessore dell'anima																									
	r =	18	mm	raggio di raccordo tra anima e ala																									
	h =	330	mm	altezza del profilo																									
	E =	210000	N/mm ²	modulo elastico																									
	W _{pl,x} =	804,3	cm ³	modulo di resistenza plastico del singolo profilo																									
	W _{el,x} =	713,1	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo																									
	W _{el,y} =	98,52	cm ³	modulo di resistenza elastico del singolo profilo																									
	J _x =	11770	cm ⁴	momento d'inerzia del singolo profilo																									
	A _v =	30,81	cm ²	area resistente al taglio	(A _v = A - 2b * t _r + (t _w + 2 * r) * t _r)																								
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		$\varepsilon = 1$	$\varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$						
Azione di compressione									
Ala	c/t =	5,07	classe	1					
Anima	c/t =	36,13	classe	2	classe per azione di compressione:		2		
Azione di flessione									
Ala	c/t =	5,07	classe	1					
Anima	c/t =	36,13	classe	1	classe per azione di flessione:		1		
Azione di pressoflessione									
Ala	c/t =	5,07	classe	1					
Anima	c/t =	36,13	classe	1	classe per azione di pressoflessione:		1		
c=	271,0	$\alpha =$	0,57						
x=	37,06	$\psi =$	-0,82						
$396\varepsilon/(13\alpha-1)=$	61,983	$456\varepsilon/(13\alpha-1)=$	71,3745						
$36\varepsilon/\alpha =$	63,339	$41,5\varepsilon/\alpha =$	73,0156						
$42\varepsilon/(0,67+0,33\psi)=$	104,762								
$62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi}=$	101,639								
verifica la classe		1							
verifica la classe		2							
verifica la classe		3							
Classe di appartenenza del profilo				1	(azione di pressoflessione)				
(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		
<i>Piedritti</i>		
$M_{c,Rd} =$	96,1262 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	234,269 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	1205,89 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale
<i>Traverso</i>		
$M_{c,Rd} =$	180,01 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	398,148 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	1401,27 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

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

<i>Piedritti</i>		
$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$	0,2788	$\leq 0,5$: si può trascurare l'influenza del taglio
$\rho =$	0,000	Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)
$(A - 2bt_f)/A =$	0,25761	
$a =$	0,258	$a = (A - 2bt_f)/A$ se $\leq 0,5$ altrimenti $a = 0,5$

sezione	$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$	M_{Ed}	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
						$M_{N,y,Rd}/M_{Ed} \geq 1$
A	0,0696548	180,01	180,01	-76,3	2,36	verificato
C	0,0696548	180,01	180,01	71,6	2,51	verificato
B	0,0892927	180,01	180,01	77,1	2,34	verificato
D	0,0892927	180,01	180,01	-73,2	2,46	verificato

Traverso						
$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$	0,5341	>0,5 : non si può trascurare l'influenza del taglio				
$\rho =$	0,138	Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)				
$(A - 2bt_f)/A =$	0,41223					
$a =$	0,412	$a = (A-2bt_f)/A$ se $\leq 0,5$ altrimenti $a = 0,5$				
sezione	$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$	M_{Ed}	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
C	0,0466105	155,1698674	155,1698674	71,6	2,17	verificato
D	0,0466105	180,01	180,01	-73,2	2,46	verificato
E	0,0466105	180,01	180,01	3,7	48,77	verificato

$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} * f_{yk} / \gamma_{M0})$ Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)
 $(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} * f_{yk} / \gamma_{M0})$ Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)
 $(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A * f_{yk} / \gamma_{M0})$ Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)
 $(V_{c,Rd} = A_v * f_{yk} / (\sqrt{3} * \gamma_{M0}))$ Resistenza di calcolo a taglio

Verifiche allo SLE (deformabilità) del traverso

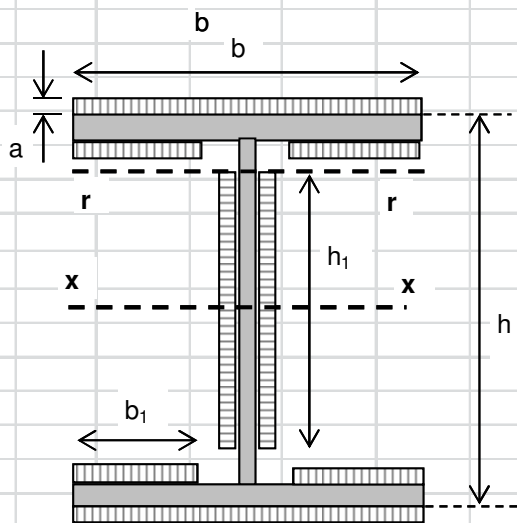


$p =$	21,17	KN/m
$l =$	1,3	m
$M_{Ed} =$	4,47	KNm

$M_{el} =$	159,599	KNm	Momento al limite elastico ($W_{el} * f_{yk} / \gamma_0$)	
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	$g =$	12,13	KN/m	coeff. parziale di sicurezza $\gamma_G =$ 1,5
Totale carichi variabili	$q =$	3,6	KN/m	coeff. parziale di sicurezza $\gamma_Q =$ 1,5
Combinazione di carico ($g \times \gamma_G + q \times \gamma_Q$) =		23,59	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) =	0,02	spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$		
<i>Valori limite</i>		$\delta_{max} / L = 1/k$	$k =$	400
		$\delta_2 / L = 1/k$	$k =$	500
		$\delta_{max, LIM} =$	3,250	mm
		$\delta_{2, LIM} =$	2,600	mm
δ_{max}	< del valore limite __ VERIFICATO			
δ_2	< del valore limite ____ VERIFICATO			

VERIFICA COLLEGAMENTO SALDATO PIEDRITTO - TRAVERSO

verifiche collegamenti saldati in sommità del piedritto e alla base (collegamento piedritto - piastra di base)
 saldature con cordoni d'angolo



b =	160	mm
b ₁ =	64	mm
h ₁ =	280	mm
h =	330	mm
s =	7,5	mm spessore cordone
a =	5,303	mm sezione di gola

V _{Ed} =	65,3139	KN
N _{Ed} =	125,123	KN
M _{Ed} =	77,0549	KNm

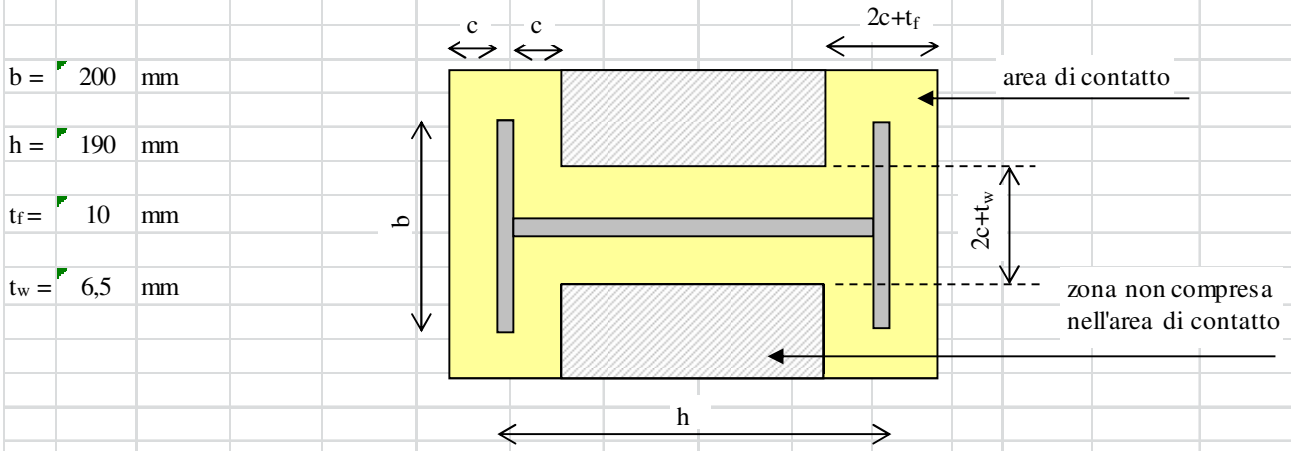
f _{yk} =	235,00	tensione caratteristica di snervamento
β ₁ =	0,85	acciaio s235
β ₂ =	1	acciaio s235

Le caratteristiche geometriche sotto riportate, tengono conto della riduzione dei cordoni di saldatura dovuta alla presenza di più profili che ostacolano la realizzazione dei cordoni stessi sull'intero perimetro di ciascun profilo.

J _x =	11802,3	cm ⁴	momento di inerzia della sezione resistente delle saldature
A =	60,2	cm ²	area della sezione resistente delle saldature
W _x =	693,0	cm ³	modulo di resistenza elastico
S _r =	245,675	cm ³	momento statico rispetto all'asse x della parte di sezione staccata dall'asse r

cordoni d'anima			
Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata			
$n_{\perp} =$	11,217	KN/cm ²	tensione normale perpendicolare all'asse del cordone
$t_{\perp} =$	0,000	KN/cm ²	tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone
$\tau_{\parallel} =$	1,282	KN/cm ²	tensione tangenziale parallela all'asse del cordone
Per la verifica deve risultare: $(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$ e $n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$			
$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} =$	11,29	KN/cm ²	
			$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$ verificato
$\beta_1 \cdot f_{yk} =$	19,98	KN/cm ²	
$n_{\perp} / + / t_{\perp} / =$	11,22	KN/cm ²	
			$n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$ verificato
$\beta_2 \cdot f_{yk} =$	23,5	KN/cm ²	
cordoni d'ala			
Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata			
$n_{\perp} =$	13,196	KN/cm ²	tensione normale perpendicolare all'asse del cordone
$t_{\perp} =$	0,000	KN/cm ²	tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone
$\tau_{\parallel} =$	0,000	KN/cm ²	tensione tangenziale parallela all'asse del cordone
Per la verifica deve risultare: $(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$ e $n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$			
$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} =$	13,20	KN/cm ²	
			$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$ verificato
$\beta_1 \cdot f_{yk} =$	19,98	KN/cm ²	
$n_{\perp} / + / t_{\perp} / =$	13,20	KN/cm ²	
			$n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$ verificato
$\beta_2 \cdot f_{yk} =$	23,5	KN/cm ²	

VERIFICA COLLEGAMENTO MONTANTE-FONDAZIONE (giunto di base)



<i>Piastra di base</i>		spessore della piastra di base		t =	30	mm
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	
<i>Tirafondi</i>	numero	6	diametro (mm)	18	area resistente bullone (mm ²)	192
	classe	8.8			diametro del foro piastra (mm)	19
caratteristiche dei bulloni	$f_{yb} =$	649,00	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento		
	$f_{tb} =$	800,00	N/mm ²	tensione caratteristica di rottura		
	$\gamma_{M2} =$	1,25		coefficiente parziale di sicurezza		
	$F_{v,Rd} =$	73,73	KN	resistenza di calcolo a taglio del singolo bullone		
	$F_{t,Rd} =$	110,59	KN	resistenza di calcolo a trazione del singolo bullone (per snervamento dell'acciaio)		
caratteristiche ancoraggio (ancoraggio chimico)	$\tau_r =$	9,00	N/mm ²	adesione resina-clc		
	$L_b =$	250,00	mm	lunghezza di ancoraggio		
	$\gamma_m =$	1,25		coefficiente parziale di sicurezza		
	$d_0 =$	20,00	mm	diametro del foro nel clc		
	$F_{t,Rd} =$	113,04	KN	resistenza di calcolo a trazione del singolo bullone (per resistenza del supporto)		
La resistenza a trazione del singolo bullone è rappresentata dal valore minimo tra la resistenza per snervamento dell'acciaio e la resistenza per adesione al supporto						
		$N_{ud} =$	110,59	KN	resistenza ultima a trazione del bullone	

Cordolo in C.A.																		
Calcestruzzo	C25/30	$R_{ck} =$	30,00	N/mm^2	resistenza caratteristica a compressione su cubi													
		$f_{ck} =$	24,90	N/mm^2	resistenza cilindrica da usare nei calcoli													
		$f_{ctm} =$	2,56	N/mm^2	resistenza media a trazione semplice													
		$f_{ctk} =$	1,79	N/mm^2	resistenza caratteristica a trazione semplice													
$\alpha_{cc} =$	0,85	$f_{ctm} =$	3,07	N/mm^2	resistenza media a trazione per flessione													
$\gamma_c =$	1,5	$f_{cd} =$	14,11	N/mm^2	resistenza di calcolo ($f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$)													
Calcolo della resistenza di progetto del giunto																		
		$f_j = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd}$		$f_j =$	resistenza di progetto del giunto													
				$\beta_j =$	coefficiente di giunto. Può essere assunto uguale a 2/3 se la resistenza caratteristica della malta è non minore del 20% della resistenza caratteristica del calcestruzzo del cordolo e lo spessore della malta è non maggiore di 0,2 volte la larghezza minima di base della piastra di acciaio													
				$k_j =$	coefficiente di concentrazione, normalmente uguale a 1													
$\beta_j =$	0,667			$f_j =$	9,407	N/mm^2												
$k_j =$	1,000																	

Calcolo dell'area effettiva di contatto della piastra di base

Larghezza aggiuntiva "c" $c = t \cdot (f_{yk} / (3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}))^{0.5}$

$c = 84,49 \text{ mm}$

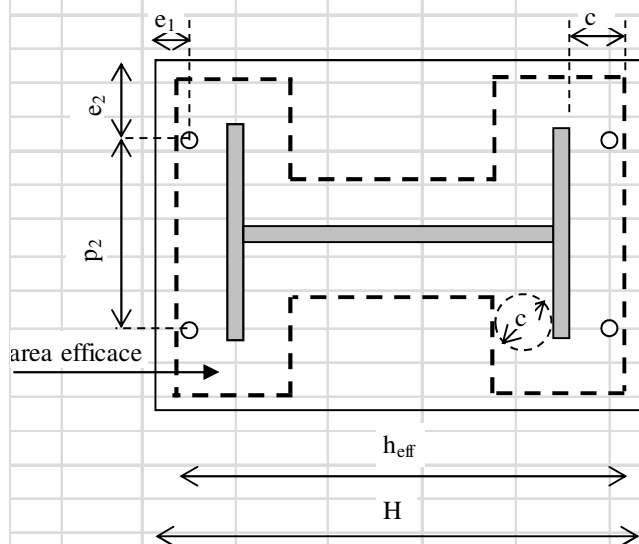
Larghezza efficace "b_{eff}"

$b_{eff} = 368,97 \text{ mm}$

Area efficace di contatto "A_{eff}"

A _{eff} =	132250,7	mm ²
--------------------	----------	-----------------

Verifica della capacità portante del giunto



Dimensioni della piastra

B =	300	mm	larghezza della piastra
H =	350	mm	altezza della piastra
b _{eff} =	369	mm	largh. efficace della piastra
h _{eff} =	359	mm	alt. efficace della piastra
t =	30	mm	spessore della piastra

Posizionamento tirafondi

$e_1 = 35 \text{ mm}$ *valore ammesso*

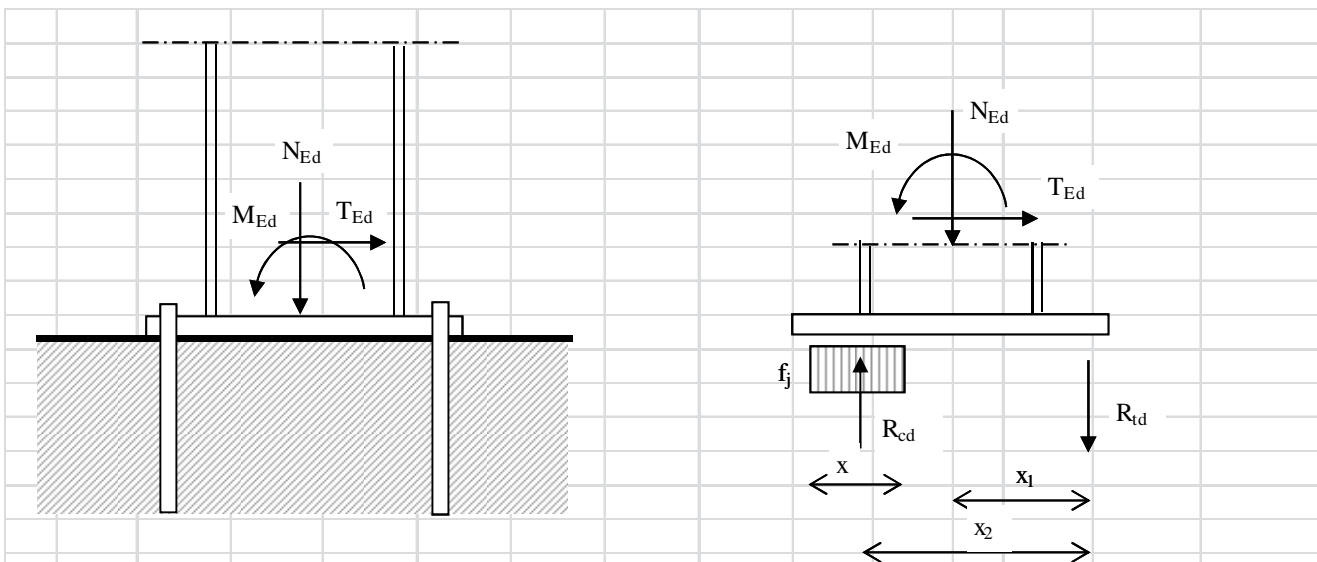
$e_2 = 35 \text{ mm}$ *valore ammesso*

$p_2 = 115 \text{ mm}$ *valore ammesso*

Valori limite per posizionamento tirafondi

	min	mm	max
$e_1 =$	22,8	mm	160
$e_2 =$	22,8	mm	160
$p_2 =$	45,6	mm	200

I tirafondi si trovano all'interno dell'area di contatto efficace



Per la verifica deve risultare: $M_{Rd} \geq M_{Ed}$

sezione	N_{Ed} KN	M_{Ed} KNm	T_{Ed} KN	R_{td} KN	R_{cd} KN	x mm	x_1 mm	x_2 mm	M_{Rd} KNm	
A	97,61	-76,27	64,30	331,776	234,17	67,47	140,0	285,8	80,579	verificato
B	-125,12	77,05	65,31	331,776	456,90	131,64	140,0	253,7	98,382	verificato

N_{Ed}, M_{Ed}, T_{Ed} = sollecitazioni di calcolo (sforzo normale "N" positivo se di trazione)

R_{td} = risultante delle trazioni (resistenza ultima a trazione dei tirafondi)

$R_{td} = N_{ud} \cdot n$ (resistenza di un bullone x numero di bulloni in zona tesa)

R_{cd} = risultante delle compressioni (resistenza ultima a compressione sul cordolo in C.A.)

$R_{cd} = R_{td} - N_{Ed}$ (per l'equilibrio alla traslazione verticale)

x = altezza sulla quale sono distribuiti gli sforzi di compressione nel C.A.

$x = R_{cd} / (f_j \cdot b_{eff})$

x_1 = braccio della risultante delle trazioni rispetto al baricentro della piastra

$x_1 = (H - 2 \cdot e_1) / 2$

x_2 = braccio della coppia interna

$x_2 = (H - e_1) - (H - h_{eff}) / 2 - x / 2$

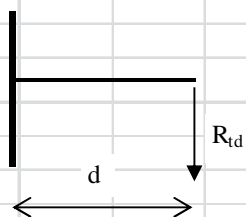
M_{Rd} = momento resistente del giunto

$M_{Rd} = N_{Ed} \cdot x_1 + R_{cd} \cdot x_2$ (per l'equilibrio alla rotazione attorno baricentro tirafondi)

Verifica a flessione della piastra

Avendo rispettato la larghezza efficace "c", la piastra risulta automaticamente verificata nei confronti della flessione generata dalle tensioni di compressione nel C.A.

La verifica verrà pertanto condotta considerando solamente la flessione generata dalle trazioni nei tirafondi.



d =	45	mm
-----	----	----

$W_{pl} =$	67500,00	mm ³
------------	----------	-----------------

modulo di resistenza plastico

Sollecitazioni

$V_{Ed} =$	331,776	KN
------------	---------	----

sollecitazione tagliante

$M_{Ed} =$	14929,92	KNmm
------------	----------	------

sollecitazione flettente

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd} =$	15107,14	KNmm
--------------	----------	------

Resistenza di calcolo a flessione

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

$V_{c,Rd} =$	1162,95	KN
--------------	---------	----

Resistenza di calcolo a taglio

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

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

$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,2853 \leq 0,5$: si può trascurare l'influenza del taglio

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

$M_{y,v,Rd} =$	15107,143	KNmm
----------------	-----------	------

Resistenza a flessione ridotta per effetto del taglio

$M_{Ed} =$	14929,920	KNmm
------------	-----------	------

Sollecitazione flettente

$M_{y,v,Rd}$	\geq	M_{Ed}
--------------	--------	----------

verificato

<i>Verifica a rifollamento della piastra</i>			
Resistenza di calcolo a rifollamento:		$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$	
d =	18 mm	diametro del bullone	
t =	30 mm	spessore della piastra	
$f_{tk} =$	360,00 N/mm ²	resistenza a rottura della piastra	
$\alpha =$	0,614	coefficiente per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato $\alpha = \min[e_1/(3d_0) ; f_{tb}/f_t ; 1]$	
k =	2,5	coefficiente per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato $k = \min(2,8e_2/d_0 - 1,7 ; 1)$	
$F_{b,Rd} =$	238,74 KN	resistenza di calcolo a rifollamento	
$F_{v,Ed} =$	10,886 KN	sollecitazione tagliante sul singolo bullone	
$F_{b,Rd}$	\geq	$F_{v,Ed}$	Verificato
<i>Verifica di resistenza dei tirafondi</i>			
Verifica per presenza combinata di taglio e trazione			
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/1,4 \cdot F_{t,Rd} =$	0,860	≤ 1 - verificato	
La condizione $F_{t,Ed}/F_{t,Rd} \leq 1$ è automaticamente soddisfatta			

A1.4.3 VERIFICA CERCHIATURA TERRA

ANALISI DEI CARICHI

Solaio in profilati di acciaio e tavelloni - calpestio				
<i>Elementi strutturali (G₁)</i>				KN/m ²
putrelle in acciaio IPE 200	i (m)=	1,05	p (KN/m)=	0,22
tavelloni				0,35
soletta cls alleggerito	s (m)=	0,1	γ (KN/m ³)=	25
G₁ =				3,06
<i>Elementi non strutturali (G₂)</i>				KN/m ²
pavimento				0,50
isolamento termico e impermeabilizzazione				0,00
intonaco				0,30
incidenza tramezzi				1,00
G₂ =				1,80
<i>Carichi variabili (Q)</i>				KN/m ²
carico di esercizio (q _k)				3,00
q_k =				3,00
Coefficienti parziali (γ _F) per le azioni (verifica SLU)				
		(favorevole)	(sfavorevole)	
γ _{G1} =	1	1,30		
γ _{G2} =	1	1,50		
γ _Q =	0	1,50		
Combinazione fondamentale (SLU)		q ₁ = G ₁ xγ _{G1} + G ₂ xγ _{G2} + q _k xγ _Q		
	(favorevole)	(sfavorevole)		
G ₁ x γ _{G1} =	3,06	3,98	KN/m ²	
G ₂ x γ _{G2} =	1,80	2,70	KN/m ²	
q _k x γ _Q =	0,00	4,50	KN/m ²	
q ₁ =	4,86	11,18	KN/m ²	

CARICHI SULLA PARETE

Carico agente in sommità della parete dovuto alla porzione di muro sovrastante

coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_{G2} = 1$

	H (m)	t (m)	w (KN/m ³)	p (KN/m)
muro sovrastante	13,5	0,7	16	151,20
				0,00
				0,00
				0,00
				0,00

Carico agente in sommità della parete dovuto all'incidenza dei solai

	L(dx)	L(sx)	q ₁ (dx)	q ₁ (sx)	p (KN/m)
	m	m	KN/m ²	KN/m ²	
solaio di copertura	0	0	0,00	0,00	0,00
solaio p.1	7,9	0	4,86	0,00	19,20
solaio terra	2,4	0	4,86	0,00	5,83
Totale carico distribuito (KN/m)					176,23

H = altezza del muro sovrastante (spessore t)

L(dx), L(sx) = luce del solaio a destra e a sinistra

p = carico

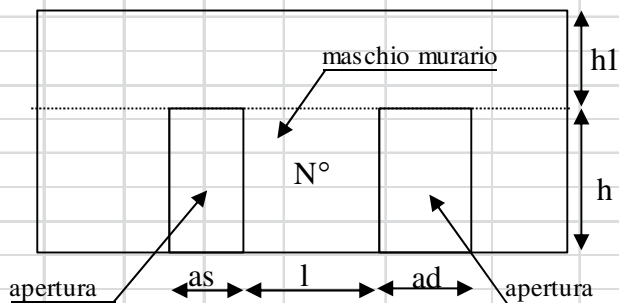
STATO ATTUALE

numero di maschi murari **1**

Calcolo della tensione normale media verticale (σ_0) agente in ciascun maschio murario

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h ₁ (m)	i (m)	t (m)	w (KN/m³)	σ_0 (KN/m²)
1	0	0	2,96	14,47	0	14,47	0,6	16,00	317,40
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,00
0	0	0	0		0	0	0	0,00	0,00
0	0	0	0		0	0	0	0,00	0,00
0	0	0	0		0	0	0	0,00	0,00

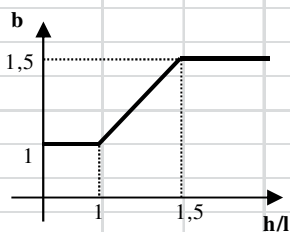
Simbologia



- as= apertura a sinistra
- ad= apertura a destra
- l= lunghezza maschio murario
- h = altezza maschio murario
- t = spessore maschio murario
- h₁ = altezza fascia di piano
- i = interasse maschio murario
- $i = l + as/2 + ad/2$

Individuazione del coefficiente "b"

N°	h/l	b
1	0,205	1,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm ²	m	m	m	m ²	N/mm ²	KN/m
1	540	0,6	14,47	2,96	8,682	1620	1304732,8
0	0	0	0	0	0	0	0,0
0	0	0	0	0	0	0	0,0
0	0	0	0	0	0	0	0,0
0	0	0	0	0	0	0	0,0
0	0	0	0	0	0	0	0,0

RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)	1304732,844
-------------------------------	-------------

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

	τ_0	f_d	σ_0	V_t	V_{pf}	V_u	δ_e	tipo di rottura	μ	δ_u	$\delta_{u,max}$
	N/cm ²	N/cm ²	KN/m ²	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	6,3	315	317	1713	11874	1713	1,313	taglio per trazione	1,5	1,97	11,84
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000		0	0,00	0,00
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000		0	0,00	0,00
0	0		0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,00	0,00
0	0		0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,00	0,00
0	0		0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,00	0,00

τ_0 = resistenza a taglio della muratura

f_d = resistenza a compressione della muratura

σ_0 = tensione media verticale nella muratura

V_t = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

V_{pf} = resistenza a taglio per pressoflessione

V_u = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra V_t e V_{pf})

δ_e = spostamento del maschio murario al limite elastico

δ_u = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$ = valore max = 0,4%*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%*h nel caso di rottura per pressoflessione

Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	11,84
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	1712,9
		0,0
		0,0
		0,0
		0,0
		0,0
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	1712,9

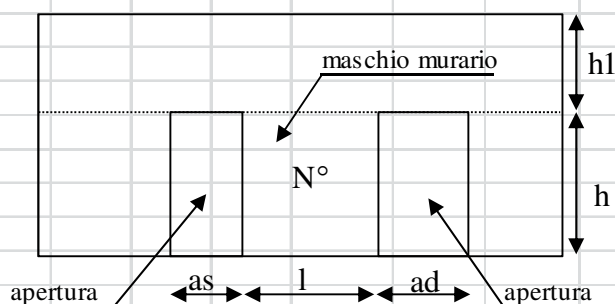
STATO MODIFICATO

numero di maschi murari 2

Calcolo della tensione normale media verticale (σ_0) agente in ciascun maschio murario

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h ₁ (m)	i (m)	t (m)	w (KN/m ²)	σ_0 (KN/m ²)
1	0	1,5	2,96	10,13	0	10,88	0,6	16,00	339,14
2	1,5	0	2,96	2,84	0	3,59	0,6	16,00	394,96
0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0,00
0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0,00
0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0,00
0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0,00

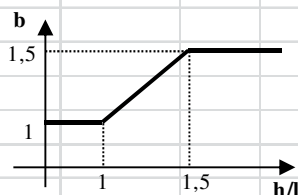
Simbologia



- as= apertura a sinistra
- ad= apertura a destra
- l= lunghezza maschio murario
- h = altezza maschio murario
- t = spessore maschio murario
- h₁ = altezza fascia di piano
- i = interasse maschio murario
- $i = l + as/2 + ad/2$

Individuazione del coefficiente "b"

N°	h/l	b
1	0,292	1,000
2	1,042	1,042
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm ²	m	m	m	m ²	N/mm ²	KN/m
1	540	0,6	10,13	2,96	6,078	1620	902612,9
2	540	0,6	2,84	2,96	1,704	1620	199004,8
0	0	0	0	0	0	0	0,0
0	0	0	0	0	0	0	0,0
0	0	0	0	0	0	0	0,0
0	0	0	0	0	0	0	0,0

RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m) 1101618

Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

	τ_o	f_d	σ_o	V_t	V_{pf}	V_u	δ_e	tipo di rottura	μ	δ_u	$\delta_{u,max}$
	N/cm ²	N/cm ²	KN/m ²	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	6,3	315	339,14	1230,39	6160,85	1230,39	1,363	taglio per trazione	1,5	2,045	11,840
2	6,3	315	394,96	351,62	550,48	351,62	1,767	taglio per trazione	1,5	2,650	11,840
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000		0	0,000	0,000
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,000	0,000
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,000	0,000
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,000	0,000

τ_o = resistenza a taglio della muratura

f_d = resistenza a compressione della muratura

σ_o = tensione media verticale nella muratura

V_t = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

V_{pf} = resistenza a taglio per pressoflessione

V_u = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra V_t e V_{pf})

δ_e = spostamento del maschio murario al limite elastico

δ_u = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$ = valore max = 0,4%*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%*h nel caso di rottura per pressoflessione

Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	11,84
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	1230,4
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	351,6
		0,0
		0,0
		0,0
		0,0
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	1582,0

VERIFICHE

a) La rigidezza finale della parete non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) **15** %

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) **15** %

K_{in} (KN/m)	1304732,844
K_{fin} (KN/m)	1101617,669

variazione percentuale: **-15,6** %

La verifica NON è soddisfatta; occorre pertanto un intervento di rinforzo

b) La resistenza finale della parete non deve essere inferiore a quella iniziale

$V_{t,in}$ (KN)	1712,89
$V_{t,fin}$ (KN)	1582,00

La verifica non è soddisfatta pertanto occorre un intervento di rinforzo

c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale

$\delta_{l,in}$ (mm)	11,84
$\delta_{l,fin}$ (mm)	11,84

La verifica risulta pertanto soddisfatta

DIMENSIONAMENTO DEI TELAI METALLICI

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
		$E =$	210000	N/mm^2	modulo elastico

Numero di telai da inserire nella parete **1**

H_{telaio} (cm)	230	(Altezza media dei telai)
K_{ric} (KN/m)	7405,25	(Rigidezza richiesta ai telai)
$J_{x,piedr}$ (cm ⁴)	1787,7	(Momento d'inerzia minimo di un piedritto)

nome	tipo piedritto	H (cm)	W_x (cm ³)	J_x (cm ⁴)	K_T (KN/m)	M_{el} (KNm)	d (mm)	F_T (KN)	F_u (KN)
Telaio 1	1 HEA 200	230	337	3692	15293,6	7542,38	8,58	131,17	131,17
					0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
					0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
					0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
					0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
					0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
					0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
				TOTALI	15293,6			131,17	131,17

Legenda:

<i>tipo piedritto:</i>	numero e tipo di profilati con i quali è realizzato ciascun piedritto (due piedritti per ogni telaio)
<i>H:</i>	altezza del piedritto in cm
<i>W_x piedritto:</i>	modulo di resistenza elastico del piedritto
<i>J_x piedritto:</i>	momento d'inerzia del piedritto
<i>K_T:</i>	rigidezza del telaio
<i>M_{el}:</i>	momento al limite elastico del piedritto
<i>d:</i>	spostamento in sommità al limite elastico del piedritto
<i>F_T:</i>	contributo tagliante fornito dal telaio in corrispondenza dello spostamento ultimo della parete
<i>F_u:</i>	taglio ultimo del telaio, in corrispondenza della formazione della prima cerniera plastica

VERIFICHE

a) La rigidezza finale (maschi murari + telai) non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)	15	%
---	----	---

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)	15	%
---	----	---

K_{in} (KN/m)	1304732,84		
K_{fin} (KN/m)	1116911,23	variazione percentuale:	-14,4 %

La verifica è pertanto soddisfatta

b) La resistenza finale (maschi murari + telai) non deve essere inferiore a quella iniziale

$V_{t,in}$ (KN)	1712,89
$V_{t,fin}$ (KN)	1713,18

La verifica risulta pertanto soddisfatta

c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale

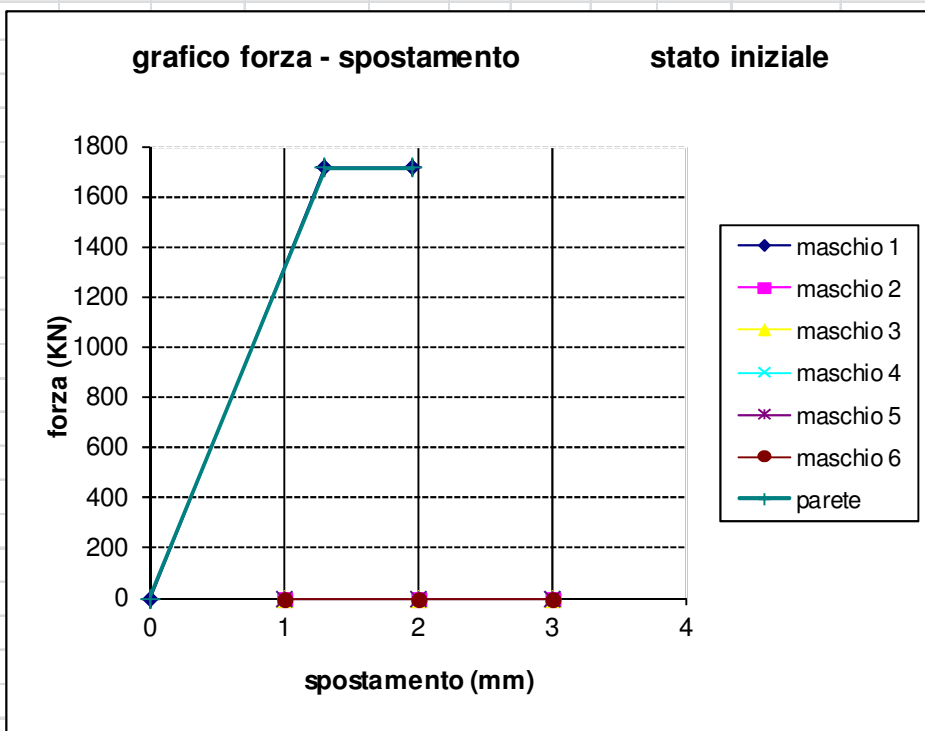
$\delta_{i, in}$ (mm)	11,840
$\delta_{i, fin}$ (mm)	11,840

La verifica risulta pertanto soddisfatta

GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

Stato Iniziale

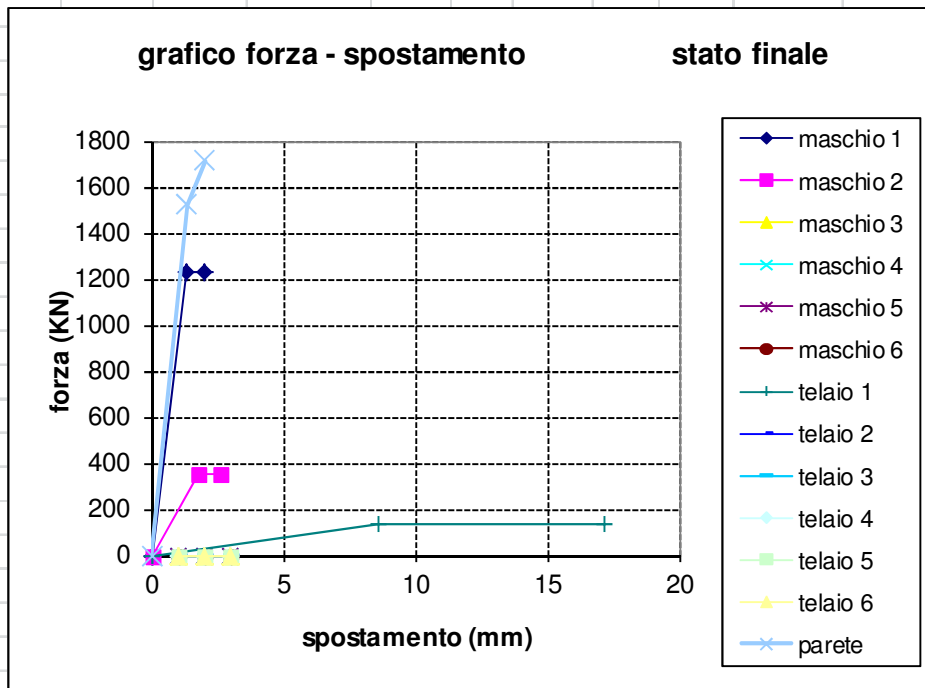
	V_t	δ
maschio 1	0	0
	1712,9	1,31
	1712,9	1,97
maschio 2	0	
maschio 3		
maschio 4		
maschio 5		
maschio 6		
parete	0	0
	1712,89	1,31
	1712,89	1,97



GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

Stato Finale

	V_t	δ
maschio 1	0	0
	1230,4	1,36
	1230,4	2,04
maschio 2	0	0
	351,62	1,77
	351,62	2,65
maschio 3		
maschio 4		
maschio 5		
maschio 6		
telaio 1	0	0
	131,17	8,58
	131,17	17,15
telaio 2		
telaio 3		
telaio 4		
telaio 5		
telaio 6		
parete	0	0
	1522,51	1,36
	1713,18	2,04



Per quanto riguarda le verifiche di resistenza del telaio, si può far riferimento a quelle già riportate nel paragrafo precedente.

A1.4.4 VERIFICA TRAVESO CENTRALE IPE 330

Come già precedentemente accennato, la resistenza ultima del traveso centrale deve essere pari alla somma delle resistenze ultime dei piedritti che insistono nel nodo. Dai calcoli sopra riportati, si ricavano i due seguenti valori di resistenza massima dei piedritti:

$$M_{el,i} = 7453 daNm \quad \text{colonna interrato;}$$

$$M_{el,s} = 7453 daNm \quad \text{colonna terrato;}$$

Il momento resistente ultimo elastico del traveso deve essere superiore a: $M_{el,t} = 2 \cdot 7453 daNm = 14906 daNm$

$$\text{Il momento ultimo di una IPE 330 è pari a: } M_{u,t} = W_e \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M_0}} = 713 cm^3 \cdot \frac{2350 \frac{daN}{cm^2}}{1.05} = 1595762 daNcm$$

Dal confronto dei valori si ricava che: $M_{el,t} < M_{u,t}$

VERIFICATO

A1.4.5 VERIFICA HEA120 TAGLIO SOLAIO

SOLAIO PALESTRA

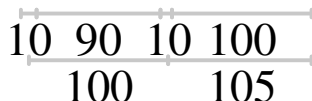
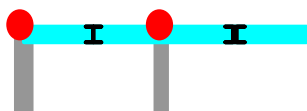
Carichi Permanenti				
G1	p.p.	daN/mq	10	<u>135</u>
	soletta	daN/mq	125	
	intonaco	daN/mq	30	
	tavellone	daN/mq	30	
G2	massetto	daN/mq	100	<u>300</u>
	pavimento	daN/mq	40	
	tramezzi	daN/mq	100	
TOT.		daN/mq	435	
Q	Carichi accidentali	daN/mq	400	
TOT.		daN/mq	835	

Considerando un interasse tra i due travetti di 157cm e una luce i calcolo di 105cm si ricavano i seguenti risultati:

TRAVE CONTINUA IN ACCIAIO

Metodo di calcolo: stati limite DM 2008. Valori in daN cm.

Prospetto trave



Svergolamento: non richiesto
 Materiale: S235
 Gamma M0 =1.05

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI						
n.	Profilo	Area	Jx	Wx	Wplx	At
1	HEA120	25	608	107	120	5

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
campata n. 1	100.0	1	0.0	0.0	0.00
campata n. 2	105.0	1	0.0	0.0	0.00

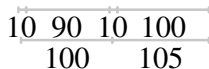
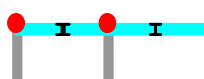
CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico	verticale
1		10.0	0.0000E+00	diretto
2		10.0	0.0000E+00	diretto
3		0.0	0.0000E+00	diretto

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE

	gamma	E	ni	Fy sp<=40mm	Fy sp>40mm
S235	0.0078500	2060000	0.300	2350.0	2150.0

Schemi di carico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1

peso della trave	carico uniforme	permanente	struttura	permanente	portato	variabile
0.20		1.06		2.36		3.14

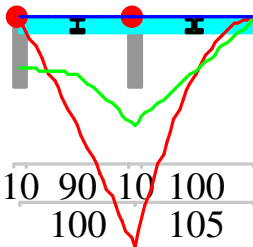
CAMPATA n. 2

peso della trave	carico uniforme	permanente	struttura	permanente	portato	variabile
0.20		1.06		2.36		3.14

RITEGNI TORSIONALI

ritegno n.	campata n.	posizione
1	1	0.0
2	2	0.0
3	2	300.0

Verifiche



Verifica asta 1

campata n°1

classe peggiore 1

X	MEd	Mc,Rd	Classe	Ro	VEd	Vc,Rd	MEd.sv	Mb,Rd.sv	Classe.sv	Chi	Lambda.ad	fy eff
0	0	0	0	0.000	482	11030	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
33	-16755	268222	1	0.000	524	11030	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
67	-34909	268222	1	0.000	709	11030	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
100	-54463	268222	1	0.000	1039	11030	0	0	0	0.00	0.00	2350.0

campata n°2

classe peggiore 1

X	MEd	Mc,Rd	Classe	Ro	VEd	Vc,Rd	MEd.sv	Mb,Rd.sv	Classe.sv	Chi	Lambda.ad	fy eff
100	-54463	268222	1	0.000	1037	11030	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
135	-24206	268222	1	0.000	692	11030	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
170	-6051	268222	1	0.000	346	11030	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
205	0	0	0	0.000	0	0	0	0	0	0.00	0.00	2350.0

Valori massimi

Asta sottoutilizzata

Flessione

X = 100

MEd -54463

Mc,Rd 268222

Classe 1

Ro 0

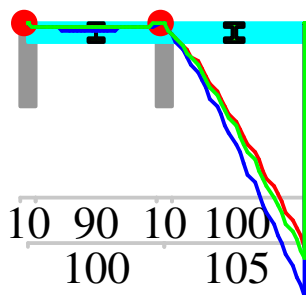
Taglio

X = 100

VEd 1039

Vc,Rd 11030

Deformata (cm)



DEFORMATA

campata	x	f qp	f ra	f fr
campata n°1	30	0.00	0.00	0.00
campata n°1	63	0.00	0.00	0.00
campata n°1	97	0.00	0.00	0.00
campata n°2	128	0.03	0.04	0.03
campata n°2	163	0.08	0.10	0.09
campata n°2	198	0.14	0.18	0.15

campata	f qp	L/f qp	f ra	L/f ra	f fr	L/f fr (2L/f per gli sbalzi)
campata n°1	0.00	42755	0.00	27652	0.00	37618
campata n°2	0.15	1358	0.19	1100	0.16	1283

REAZIONI VINCOLARI (daN)

appoggio n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
		massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
1		425	-482	268	-309	221	-257	205	-240
2		2076	265	1419	265	1221	265	1155	265

A1.4.6 VERIFICA HEA100 SOLAIO ESTERNO

Considerando un interasse tra i due travetti di 100cm e una luce i calcolo di 137cm si ricavano i seguenti risultati:

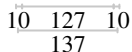
SOLAIO SCANNAFOSSO

Carichi Permanenti				
G1	p.p.	daN/mq	10	<u>135</u>
	soletta	daN/mq	125	
	tavellone	daN/mq	30	
	massetto	daN/mq	100	<u>170</u>
	pavimento	daN/mq	40	
TOT.		daN/mq	305	
Carichi accidentali				
Q		daN/mq	400	
TOT.		daN/mq	705	

TRAVE CONTINUA IN ACCIAIO

Metodo di calcolo: stati limite DM 2008. Valori in daN cm.

Prospetto trave



Svergolamento: non richiesto
 Materiale: S235
 Gamma M0 =1.05

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

n.	Profilo	Area	Jx	Wx	Wplx	At
1	HEA100	21	350	73	83	4

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

campata n.	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
1	137.0	1	0.0	0.0	0.00

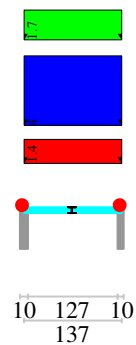
CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico	verticale
1		10.0	0.0000E+00	diretto
2		10.0	0.0000E+00	diretto

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE

	gamma	E	ni	Fy sp<=40mm	Fy sp>40mm
S235	0.0078500	2060000	0.300	2350.0	2150.0

Schemi di carico



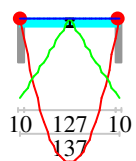
AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1
 peso della trave 0.17
 carico uniforme permanente struttura permanente portato variabile
 1.35 1.70 4.00

RITEGNI TORSIONALI

ritegno n.	campata n.	posizione
1	1	0.0
2	1	137.0

Verifiche



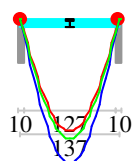
Verifica asta 1

campata n°1
 classe peggiore 1

X	MEd	Mc,Rd	Classe	Ro	VEd	Vc,Rd	MEd.sv	Mb,Rd.sv	Classe.sv	Chi	Lambda.ad	fy eff
0	0	0	0	0.000	721	9867	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
46	21944	186421	1	0.000	240	9867	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
91	21944	186421	1	0.000	240	9867	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
137	0	0	0	0.000	721	9867	0	0	0	0.00	0.00	2350.0

Valori massimi
 Asta sottoutilizzata
 Flessione
 X = 69
 MEd 24687
 Mc,Rd 186421
 Classe 1
 Ro 0
 Taglio
 X = 137
 VEd 721
 Vc,Rd 9867

Deformata (cm)



DEFORMATA

campata	x	f qp	f ra	f fr		
campata n°1	41	0.03	0.04	0.03		
campata n°1	87	0.03	0.04	0.03		
campata n°1	132	0.00	0.00	0.00		
Valori massimi						
campata	f qp	L/f qp	f ra	L/f ra	f fr	L/f fr (2L/f per gli sbalzi)
campata n°1	0.04	3839	0.05	2988	0.04	3584

REAZIONI VINCOLARI (daN)

appoggio	n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		721	104	494	104	412	104	385	104
	2		721	104	494	104	412	104	385	104

A4 RELAZIONE SUI MATERIALI

FONDAZIONI E STRUTTURE IN ELEVAZIONE

Cemento tipo IV 42,5 R

Classe di resistenza a compressione C25/30

Dimensione massima dell'aggregato $D_{max}=30\text{mm}$

Classe di esposizione XC2

Classe di consistenza S4

$$f_{ck} = 0,83 * R_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32,9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 14,11 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0,70 * f_{ctm} = 1,79 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,19 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{cm} = 22000 * (f_{cm} / 10)^{0,3} = 31447,16 \text{ N/mm}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,035$$

BARRE DI ARMATURA ACCIAIO B450C

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{sd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{su} = 0,01$$

$$E_s = 208000 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{sd} / E_s = 0,0019$$

ACCIAIO LAMINATO A CALDO PER PIASTRE E PROFILATI S355j0

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$$

$$\nu = 0,3$$

$$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = 12 * 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

$$\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$$