



COMUNE DI QUARRATA

Via Vittorio Veneto, 2 - 51039 Quarrata (PT) - C F e P. IVA: 00146470471
Tel. 0573 7710 - Fax 0573 775053 - PEC: comune.quarrata@postacert.toscana.it

LAVORI DI "RIQUALIFICAZIONE E RISTRUTTURAZIONE DEL CAMPO SPORTIVO SUSSIDIARIO DELLO STADIO COMUNALE "F. Raciti" DI QUARRATA, CON REALIZZAZIONE DI NUOVI SPOGLIATOI E DI NUOVO MANTO IN ERBA SINTETICA

STRUTTURE
Relazione

Elaborato
STR_RA8.1

Scala -

R.U.P.
Arch. Francesco Tronci



Progetto Architettonico
Dr. Arch. PAOLO PETTENE
Dr. Arch. MARCO BIAGINI

Progetto Strutture
Dr. Ing. SARA MONTI

Progetto Impianti
Dr. Ing. MARCO MEONI
P.I. GIOVANNI MARTINI

Coordinamento della Sicurezza
Dr. Ing. ELENA DUCCI

Studi Geologici
Dr. Geol. GADDO MANNORI

PROGETTO ESECUTIVO

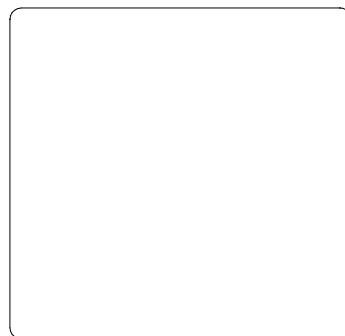
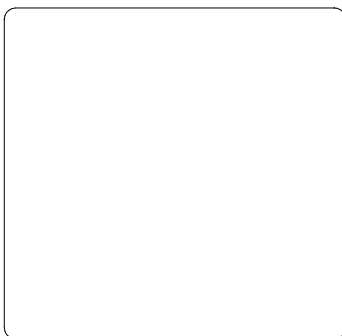
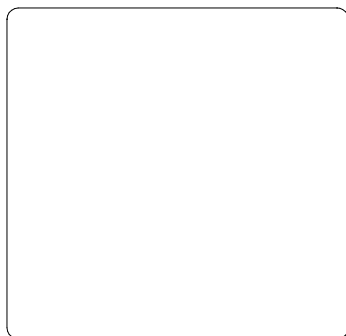
TIPO DI ELABORATO **RELAZIONE DI CALCOLO
SPOGLIATOI**

ARCH. P. PETTENE & PARTNERS

Dott. Arch. Marco Biagini

D-SIDE STUDIO ASSOCIATI

MANNORI & ASSOCIATI



R.T.I.
MAGIA 2022
costituito da:

ARCHITETTO PAOLO PETTENE & PARTNERS S.T.P. S.R.L. (mandataria),
ARCH. MARCO BIAGINI (mandante),
D SIDE STUDIO Elena Ducci, Sara Monti, Marco Meoni Ingegneri e Giovanni Martini
Perito Industriale Associati (mandante),
MANNORI & ASSOCIATI Geologia Tecnica (mandante)

n° commessa

Responsabile progetto

Arch. PAOLO PETTENE

REV. 00

Redatto

data 02.05.2023

data

note

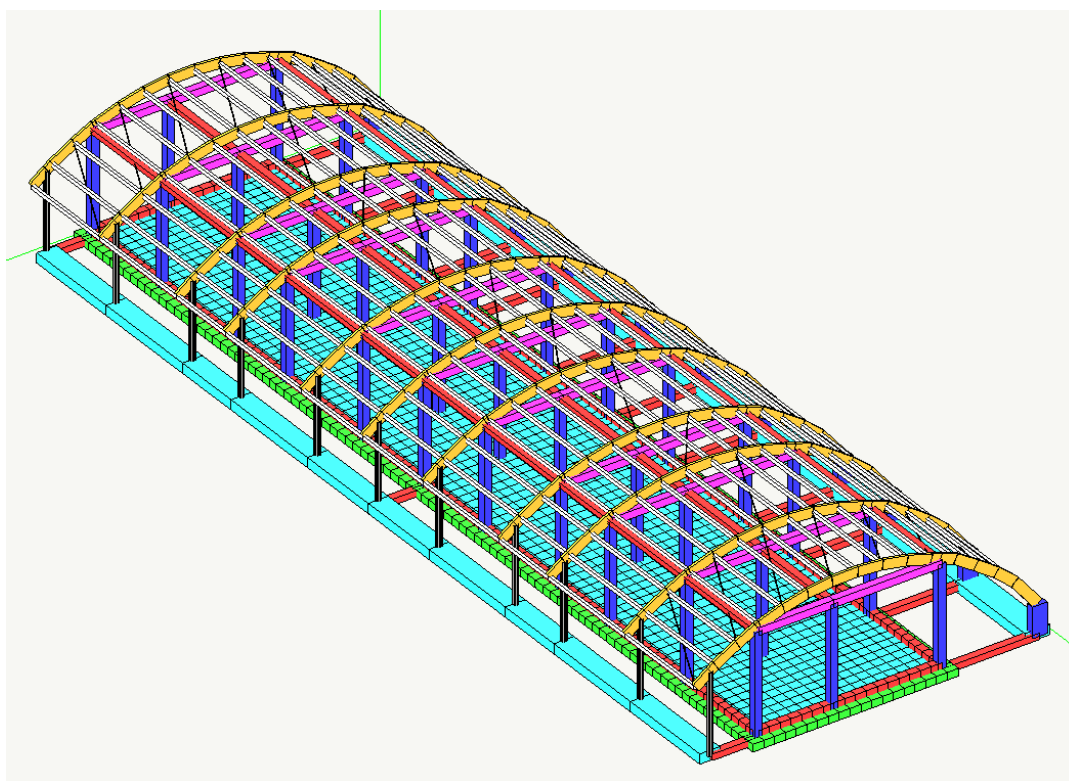


Intervento finanziato dall'Unione Europea - NEXT Generation EU

Finanziato
dall'Unione europea

1 STRUTTURA INTELAIATA LEGNO-CEMENTO ARMATO MONOPIANO

Le strutture del fabbricato da destinare a spogliatoi del campo da calcio sussidiario sono composte da telai monopiano bidirezionali in cemento armato e da elementi in legno ed acciaio come sovrastruttura di copertura, come visibile nell'immagine sotto riportata.

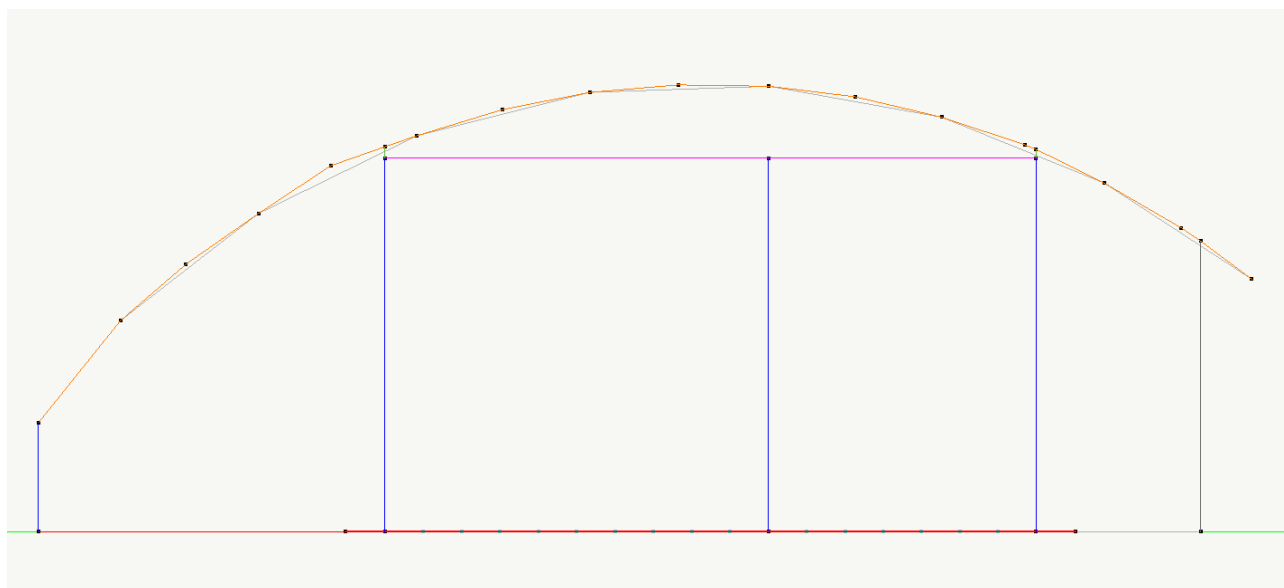


Le strutture sono state analizzate e modellate con un programma di calcolo denominato Nolian All in One (commercializzato dalla Softign srl, licenza n° 25682 intestata a D-side Studio) utilizzando il metodo degli stati limite, secondo quanto indicato nelle NTC2018. Sono state svolte le seguenti analisi: statica lineare per le azioni verticali con variabili vento e neve e dinamica lineare con fattore di struttura unitario per il sisma.

Gli elementi portanti in c.a. sono costituiti da pilastri, travi nelle due direzioni del piano soffitta; sono inoltre presenti delle colonne in acciaio ed una copertura in legno lamellare a volta a botte con travi principali ad arco, orditura secondaria sempre in legno e controventi metallici.

Le fondazioni sono costituite da una platea in c.a. sotto il fabbricato e travi rovesce sotto le bielle in acciaio e setti in c.a. di appoggio delle travi in legno, collegate alla platea con cordoli in c.a..

La copertura è stata schematizzata con appoggi del tipo a cerniera ed appoggi scorrevoli sulle strutture in c.a. per schematizzare i quali sono state inserite delle piccole bielle fittizie, come visibile nell'immagine che segue. Gli elementi di fondazione sono stati schematizzati su suolo elastico.



Data la natura dell'opera essa è stata analizzata sia in presenza di vento che di sisma orizzontale, i carichi sono stati assegnati come pesi propri e permanenti strutturali (G1), permanenti non strutturali (G2) e variabili (Q), e combinati tra loro scegliendo di volta in volta come carico variabile principale la neve e il vento alternativamente.

Le verifiche dei vari elementi in legno ed acciaio e delle unioni sono poi state svolte con fogli di calcolo personali utilizzando prevalentemente i valori delle sollecitazioni massime di inviluppo, quindi a vantaggio di sicurezza.

Di seguito si riportano i parametri maggiormente significativi dell'analisi strutturale svolta:

Classe d'uso	III sovrastimata per la sola modellazione
Coefficiente d'uso	1,5 sovrastimato per la sola modellazione
Direzione azione sismica	Orizzontale
Regolare in pianta	SI
Regolare in altezza	SI

Categoria di suolo	E
Categoria topografica	T1
Classe di duttilità	NON DISSIPATIVA
Tipo di modellazione	Analisi dinamica modale
Tipi di elementi	Aste e piastre Winkler
Tipi di vincoli esterni	winkler
Tipo di piani	Rigido quello di soffitta
Fattore di struttura	1,00 SLVh

VALIDAZIONE CODICE DI CALCOLO

Tipo di analisi svolta

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU ed SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 16.01.2018 come in dettaglio specificato nell'allegato "Fascicolo dei Calcoli".

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata in campo elastico lineare, per l'analisi sismica si è effettuata una analisi dinamica modale.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Le analisi e le verifiche sono state condotte con l'utilizzo di:

Software di calcolo denominato Nòlian "All In One" versione EWS 53 con licenza n° 25682 intestata a Domus Ingegneria e commercializzato dalla Softign srl, Via Reggio Calabria, 6 - 00161 Roma.

Tale suite comprendente i software "Nolian" per l'analisi tramite il metodo degli elementi finiti e "Easy Beam", post-procesore di Nolian per il progetto delle armature in elementi monodimensionali in calcestruzzo armato di sezione, disposizione, sistema di sollecitazione, del tutto generali ed Easywall post-procesore di Nolian per il progetto delle armature in elementi bidimensionali in calcestruzzo armato di sezione, disposizione, sistema di sollecitazione, del tutto generali.

Affidabilità dei codici utilizzati

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 16.01.2018 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata preliminarmente sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti, sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Validazione dei codici e Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti. Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica. Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

2 ANALISI DEI CARICHI

SOLAI

SOFFITTA solaio a lastre predalles	n.	Alt./Spess. cm	Largh. cm	Interasse cm	Peso kg/mc	Peso kg/mq
Pesi permanenti strutturali						
Solaio a lastre predalles	1	20	0	50	38	300.00
Travi colmi	0	32	20	195	500	0.00
Travi puntoni	0	32	20	170	500	0.00
Travi terzere	0	24	26	180	500	0.00
Travi "Varese"	0	20	12	60	2400	0.00
Travetti in legno	0	8	8	30	500	0.00
Soletta in c.a.	0	4			2400	0.00
Mezzane	0	3			700	0.00
Tavelloni	0	6			400	0.00
Tavolato	0	3			400	0.00
					G₁	300.00 kg/mq
Pesi permanenti non strutturali						
Manto in laterizio	0				50	0.00
Massetto	1	5			1600	80.00

Isolante termico	1	10			150	15.00
Impianto fotovoltaico	0				30	0.00
Impermeabilizzazione	0				4.5	0.00
Intonaco	1	1			1400	14.00
					G₂	110.00 kg/mq
Carichi variabili						
Principale	Copertura				Q_k	50.00 kg/mq

COPERTURA legno	n.	Alt./Spess. cm	Largh. cm	Interasse cm	Peso kg/mc	Peso kg/mq
Pesi permanenti strutturali						
Solaio bausta	0	16	4	50	38	0.00
Trave legno lamellare	1	40	10	420	500	20.00
Arcarecci	1	16	12	70	500	9.60
Travi terzere	0				500	0.00
Travi "Varese"	0	1	1	1	2400	0.00
Travetti in legno	0	1	1	1	500	0.00
Soletta in c.a.	0	4			2400	0.00
Mezzane	0	3			700	0.00
Tavelloni	0	6			400	0.00
Tavolato	0	3			400	0.00
					G₁	30.00 kg/mq

Pesi permanenti non strutturali						
Manto erboso	0				80	0.00
Pannello sandwich	1				25	25.00
Manto in laterizio	0				50	0.00
Massetto	0				1600	0.00
Isolante termico	0				130	0.00
Impianto fotovoltaico	1				30	30.00
Impermeabilizzazione	1				4.5	4.50
Intonaco	0				1400	0.00
					G₂	60.00 kg/mq
Carichi variabili						
Principale	Neve				Q_k	80.00 kg/mq

VENTO

AZIONI DEL VENTO CAP. 3.3 NTC

2018

PRESSIONE DEL VENTO

CARATTERISTICHE

GEOGRAFICHE

Località Quarrata

Comune Pistoia

Altitudine as (slm)

48.0 m

Zona (1-9)

3.0

Classe rugosità terreno

C

Categoria di esposizione

III

PRESSIONE DEL VENTO

Velocità base di riferimento quota 0

27.0 m/s

a0		500.0	m
ks		0.37	l/s
ca		1.000	
Velocità base di riferimento Vb		27.0	m/s
Periodo di ritorno		50.0	anni
Coefficiente di ritorno		1.00073	
Velocità di riferimento Vr		27.01981	
Pressione cinetica di riferimento qr		0.456	kN/mq
Altezza dal suolo z		4.9	m
Kr		0.20	
z0		0.1	m
zmin		5.00	m
coefficiente di esposizione Ce		1.71	
coefficiente topografico ct		1.00	
coefficiente dinamico Cd		1.00	
pressione del vento p, a meno del cp		0.778	kN/mq
coefficientedi pressione cp			
	cp	p	
tettoia ad 1 spiovente			
inclinazione falda		17	°
	falda sopravento	002	1.20641 kN/mq
tettoia 2 spioventi con displuvio			
inclinazione falda		0	°
PRESSIONE SU falda sopravento	001	0.622	kN/mq
PRESSIONE SU falda sottovento	-001	-0.467	kN/mq
Azione tangente del vento			
tipo di superficie		molto scabra	
coefficiente di attrito cf		0.04	
pressione tangente		0.053	kN/mc

Il vento è stato applicato alla copertura considerandola una tettoia a due falde:

Tabella G.XIII – Coefficienti di forza per tettoie a doppia falda (α in $^{\circ}$).

Valori positivi	Tutti i valori di φ	$c_F = +0,2 + 0,7 \cdot \alpha /30$	
Valori negativi	$\varphi = 0$	$\alpha \leq 0^{\circ}$	$c_F = -0,5 + 0,1 \cdot \alpha/10$
	$\varphi = 1$	$\alpha \geq 0^{\circ}$	$c_F = -0,5 - 0,2 \cdot \alpha/10$
		tutti i valori di α	$c_F = -1,4$

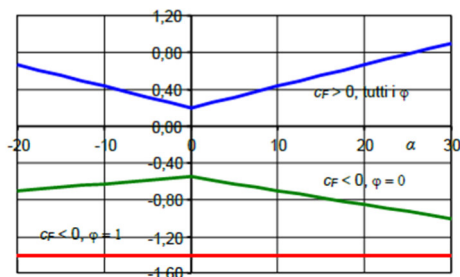
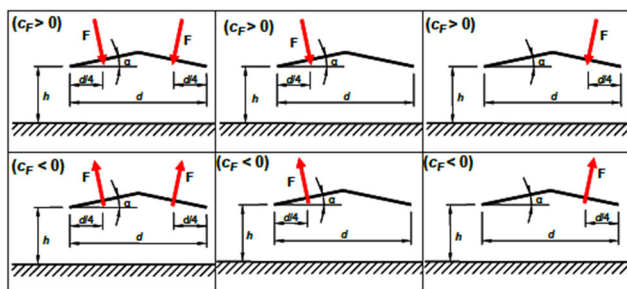


Figura G.28 – Coefficienti di forza per tettoie a doppia falda.

Figura G.29a – Tettoie a doppia falda: posizione del punto di applicazione delle forze risultanti in funzione della direzione della forza – schema per $\alpha > 0^{\circ}$.

E l'azione del vento è stata applicata ai travetti in sollevamento ed in pressione mentre è stata applicata alle travi ad arco l'azione del vento radente parallela al colmo in base alle azioni sotto riportate.

VENTO SUI TRAVETTI (TRASVERSALE - Tabella G.XIII CNR)

	Valori positivi	Valori negativi		
	Tutti valori di φ	$\varphi=0$	$\varphi=1$	
		$\alpha < 0^{\circ}$	$\alpha > 0^{\circ}$	
Coefficiente di forza c_F	0.90	-0.2	-1.1	-1.4
α	30			

pmax	pmin			
0.70	-0.16	-0.86	-1.09	kN/mq

VENTO SUI TRAVETTI (LONGITUDINALE - Tabella G.XII CNR) con $\alpha=0$

	Valori positivi	Valori negativi	
	Tutti valori di φ	$\varphi=0$	$\varphi=1$
Coefficiente di forza c_F	0.2	-0.5	-1.4

pmax	pmin		
0.16	-0.39	-1.09	kN/mq

VENTO RADENTE - C3.3.8.6.2 TRAVI MULTIPLE

$\varphi=1$	
Coefficiente di pressione c_P	1.4

coefficiente di attrito cf	0.04	
pressione	0.10	kN/mq

NEVE

AZIONI DELL NEVE CAP. 3.4. NTC

2018

PRESSIONE DELLA NEVE

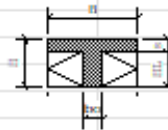
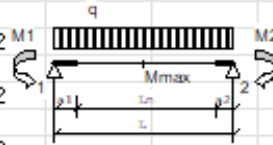
CARATTERISTICHE GEOGRAFICHE

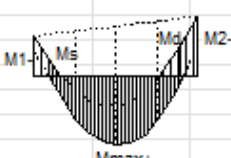
Comune	Quarrata, Pistoia	
Altitudine as (slm)	48.0	m
Zona (1-3)	2 appenninica	
topografia del sito	normale	
numero falde	1.0	
angolo di inclinazione falda sx	14.00	gradi
angolo di inclinazione falda dx	14.00	gradi
coefficiente di forma m1(alfa1)	0.800	alfa1
coefficiente di forma m2(alfa2)	0.800	alfa2
Carico neve al suolo qsk	1.00	kN/mq
Coefficiente di esposizione	1.00	
Coefficiente termico	1.00	
Qs, falda 1	0.80	kN/mq
Qs, falda 2	0.80	kN/mq

3 VERIFICHE DI SOLAIO PREDALLES

Viene svolta una verifica analoga a quella relativa ad un solaio travetti ed elementi di alleggerimento, dato che le lastre predalles sono di fatto costituite da un'alternanza di elementi resistenti con tralicci ed armature aggiuntive metalliche ed elementi di alleggerimento. Le verifiche vengono svolte per la campata con luce maggiore.

Luce di calcolo L	4.40	m			
tratto rigido a	0.30	m			
luce netta Ln	4.40	m			
peso proprio G1	3.00	kN/m2			
gamma_G1	1.30				
carico permanente Portato G2	1.10	kN/m2			
gamma_G2	1.50				
carico di esercizio Q	0.50	kN/m2			
gamma_Q	1.50				
Coefficiente momento in mezzeria	10				
Coefficiente momento all'incastro	10				
TRAVETTO					
interasse travetti i	0.50	m			
altezza totale h	200	mm			
base bo (travetto)	120	mm			
base B (mezzeria)	500	mm			
spessore soletta s	40	mm			
copriferro c	30	mm			
diametro barre traliccio	5	mm			
diametro barre aggiunte mezzeria	12	mm			
numero barre aggiunte mezzeria	1				
diametro barre aggiunte incastro	12	mm			
numero barre aggiunte incastro	1				
As area acciaio mezzeria	152.37	mm2			
As area acciaio appoggio	113.10	mm2			
altezza utile d	170	mm			
MATERIALI					
Rck	30	MPa			
fck	24.9	Mpa			
gamma_c	1.5				
fcm	32.9	Mpa			
fcd	14.11	Mpa			
fctm	2.56	Mpa			
fctm,fl	3.07	MPa			
Ecm	31447	Mpa			
fyk	450	Mpa			
Es	200000	Mpa			
gamma_s	1.15				
fyd	391.30	Mpa			
n effettivo	6.36				
VERIFICHE SLU					
Fd	3.15	kN/m			
Msd-mezzeria	6.10	kNm			
Msd-appoggio	6.10	kNm			
Msd-filo trave	5.96	kN/m			
Vsd-filo trave	6.46	kN			



SEZIONE DI MEZZERIA						
y	8.45	mm	asse neutro cade nella soletta			
Mrd	9.88	kNm				
Mrd/Msd	1.62	verificato				
SEZIONE DI APPOGGIO						
y	26.14	mm				
Mrd-appoggio	6.95	kNm				
Mrd/Msd	1.14	verificato				
Vrd	12.24	kN				
Vrd,min	10.72	kN				
Vrd>Vrd,min		verificato				
Vrd/Vsd	1.90	verificato				
VERIFICHE SLE						
psi_1	0.00		relativi alla categoria			
psi_2	0.00		relativi alla categoria			
Fd_r	2.30	kN/m	combinazione rara			
Fd_fr	2.05	kN/m	combinazione frequente			
Fd_qp	2.05	kN/m	combinazione quasi permanente			
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO						
tensioni limite	sigma_c	sigma_s				
	Mpa	MPa				
comb. Rara	14.94	360				
comb. Quasi perm.	11.21	360				
SEZIONE DI MEZZERIA						
	M	x	sigma_c	sigma_s		
	kNm	mm	Mpa	Mpa		
comb. Rara	4.45	23.80	4.62	180.32	verificato	
comb. Quasi perm.	3.97	23.80	4.11	160.72	verificato	
SEZIONE DI APPOGGIO						
	M	x	sigma_c	sigma_s		
	kNm	mm	Mpa	Mpa		
comb. Rara	4.45	39.55	11.97	186.36	verificato	
comb. Quasi perm.	3.97	39.55	10.67	166.10	verificato	
VERIFICA DI FESSURAZIONE						
SEZIONE DI MEZZERIA						
condizioni ambientali	ordinarie					
tipo di armatura	poco sensibile					
aperture limite						
comb. Frequente w3	0.4					
comb. Quasi perm w2	0.3					
	M	Mpr_fess	sigma_s	e_sm-e_c	wk	
	kNm	kNm	MPa			
comb. Frequente	3.97	2.46	170	0.00058	0.0823	verificato
comb. Quasi perm.	3.97	2.46	170	0.00058	0.0823	verificato
VERIFICA DI DEFORMABILITA'						
rapporto di snellezza	22.00					
k	1.3					
ro	0.0063					
As	152.37	mm2				
valore limite	24.39	verificato				

4 VERIFICHE DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI LIGNEI

Tutte le verifiche sono svolte con l'ausilio di un foglio di calcolo elettronico utilizzando le sollecitazioni massime derivanti dal modello numerico per i pilastri e da analisi svolte manualmente per gli elementi della copertura, verificando comunque la coerenza con quanto risultante dal modello.

Le relazioni utilizzate sono quelle di normativa (DM 14/01/2008 e CNR-DT 206/2007) relative alle verifiche di resistenza e stabilità di elementi soggetti a compressione, trazione, flessione, flessione e compressione/trazione.

In particolare per le verifiche di stabilità si sono utilizzate le seguenti relazioni:

Stabilità alla compressione (parallela alla fibratura)

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit,c} f_{c,0,d}} \leq 1$$

$\sigma_{c,0,d}$ tensione di calcolo a compressione

$f_{c,0,d}$ resistenza di calcolo a compressione

$k_{crit,c}$ coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di colonna valutato per il piano in cui assume il valore minimo.

Quando $\lambda_{rel,c} \leq 0.3$ si deve porre $k_{crit,c} = 1$, altrimenti:

$$k_{crit,c} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}} \quad \text{con} \quad k = 0.5 \cdot 1 + \beta_c \cdot \lambda_{rel,c} - 0.3 + \lambda_{rel,c}^2$$

$\beta_c = 0.2$ per legno massiccio

$\beta_c = 0.1$ per legno lamellare

$$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0.05}}}$$

λ snellezza dell'elemento strutturale valutata per il piano in cui essa assume il valore massimo.

Stabilità di elementi pressoinflessi (compressione parallela alla fibratura)

Per elementi soggetti a flessione in un solo piano si verifica la relazione:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit,c} f_{c,0,d}} + \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit,m} f_{m,y,d}} \right)^2 \leq 1$$

I termini del primo addendo sono quelli visti per la stabilità a compressione.

$\sigma_{m,d}$ tensione di calcolo massima per flessione;

$k_{crit,m}$ coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave, per tener conto della riduzione di resistenza dovuta allo sbandamento laterale;

$f_{m,d}$ resistenza di calcolo a flessione.

$$k_{crit,m} = \begin{cases} 1 & \text{per } \lambda_{rel,m} \leq 0.75 \\ 1.56 - 0.75 \lambda_{rel,m} & \text{per } 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.4 \\ 1 / \lambda_{rel,m}^2 & \text{per } 1.4 < \lambda_{rel,m} \end{cases}$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}}$$

snellezza relativa di trave

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi}{l_{eff}} \frac{b^2}{h} E_{0.05} \sqrt{\frac{G_{0.05}}{E_{0.05}}}$$

l_{eff} luce efficace della trave, che tiene conto sia delle condizioni di vincolo che del tipo di carico.

con $G_{0.05} = E_{0.05} (G_{mean}/E_{0,mean})$

Nel caso di uno stato composto di compressione e di flessione deviata, si sono adottate le seguenti relazioni:

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{crit,c} f_{c,o,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit,m} f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad \frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{crit,c} f_{c,o,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit,m} f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

nelle quali: $\sigma_{m,y,d}$ e $\sigma_{m,z,d}$ sono le tensioni di calcolo massime per flessione rispettivamente intorno agli assi y e z;

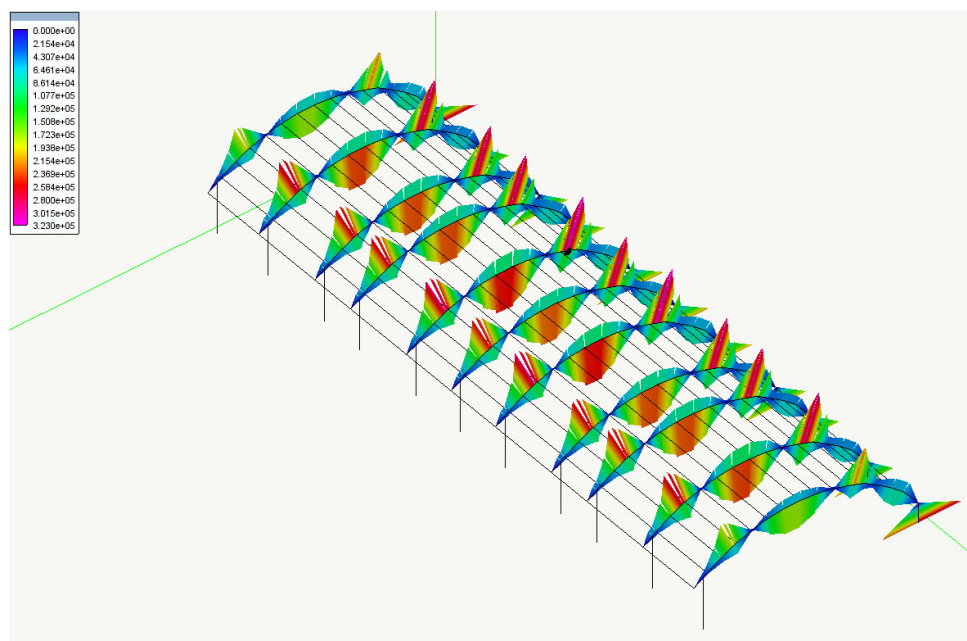
$f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ sono le resistenze di calcolo a flessione;

$k_m = 0,7$ per sezioni trasversali rettangolari

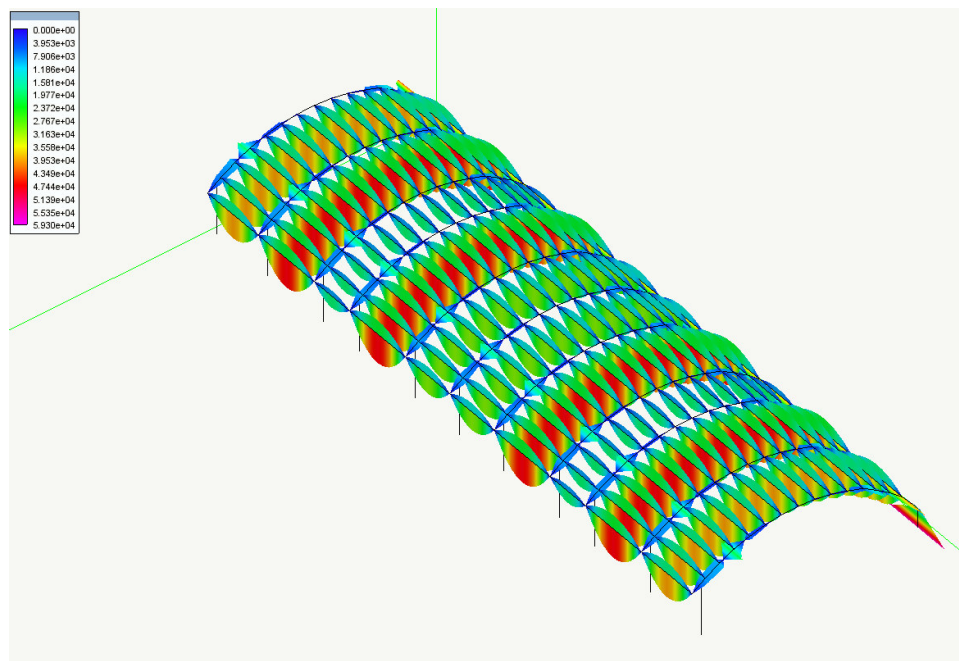
$k_m = 1,0$ per altre sezioni trasversali.

VERIFICHE TRAVI AD ARCO E TRAVETTI

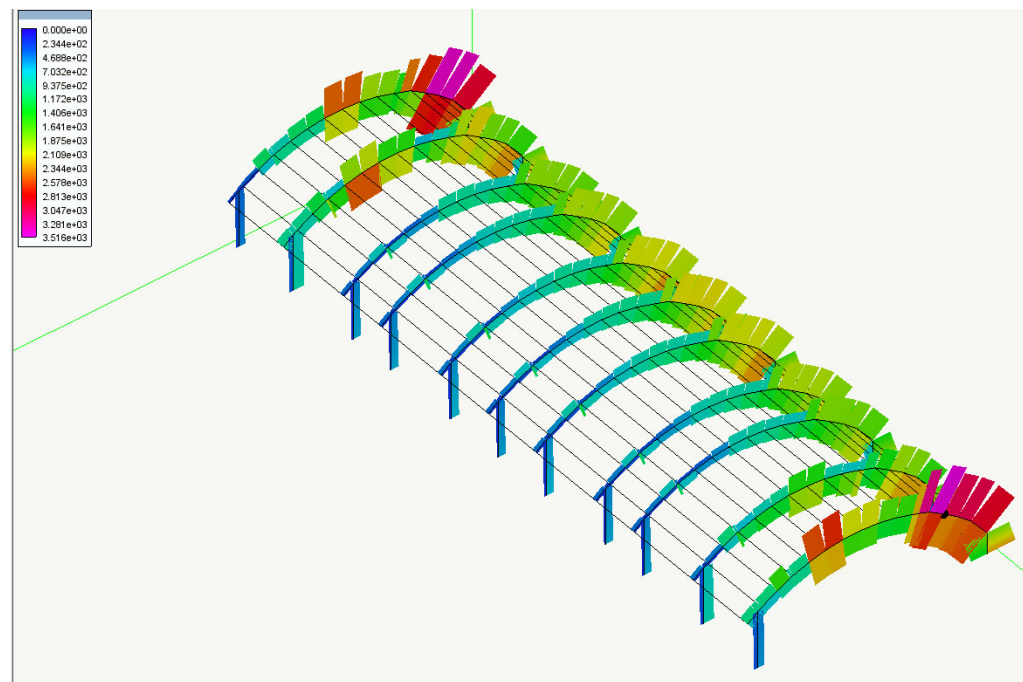
Inviluppo M archi



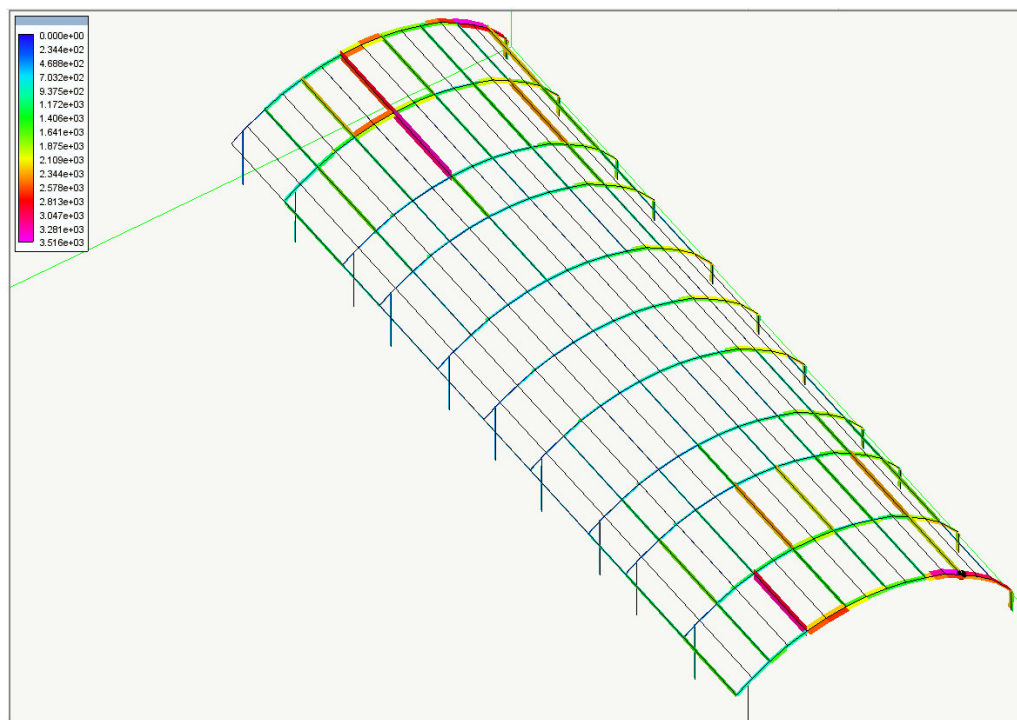
Inviluppo M travetti



Inviluppo N arco



Inviluppo N travetti



Materiale

Caratteristiche legno		
classe	GL 24	
$f_{m,k}$	24 N/mm ²	flessione
$f_{t0,k}$	16.5 N/mm ²	trazione parallela
$f_{c0,k}$	24 N/mm ²	compressione parallela
$f_{v,k}$	2.7 N/mm ²	taglio
$E_{0,mean}$	11.6 kN/mm ²	
$E_{0,05}$	9.4 kN/mm ²	
$G_{0,mean}$	0.72 kN/mm ²	
Classe servizio	2.00	
g_M	1.45 (legno lamellare)	
$k_{mod,perm}$	0.6	
$k_{mod,var\ neve}$	0.9 (breve durata)	
$k_{mod,var\ vento}$	1 (istantanea)	
k_{def}	0.8	
$f_{m,d,perm}$	9.93 N/mm ²	flessione
$f_{m,d,var\ neve}$	14.90 N/mm ²	
$f_{m,d,var\ vento}$	16.55 N/mm ²	
$f_{t0,d,perm}$	6.83 N/mm ²	trazione parallela
$f_{t0,d,var\ neve}$	10.24 N/mm ²	
$f_{t0,d,var\ vento}$	11.38 N/mm ²	
$f_{c0,d,perm}$	9.93 N/mm ²	compressione parallela
$f_{c0,d,var\ neve}$	14.90 N/mm ²	
$f_{c0,d,var\ vento}$	16.55 N/mm ²	

Verifiche travi ad arco e travetti

SLU - Sollecitazioni												
Elemento		Dur Car (P,N,V)	Lo m		Ned kN		My,ed kNm		Mz,ed kNm			
trave arco 14x40	inv Mmax	V	7.90		-18.00		5.00		32.35			
trave arco 14x40	inv Nmax	V	7.90		-35.15		1.40		5.00			
Travetti 12x16	inv M-N	V	4.40		-35.00		0.00		5.00			
caratteristiche sezione												
Elemento	Sez R/C	H mm	B mm	Ø mm	A cmq	Wy mmc	Wz mmc	Jy mm ⁴	Jz mm ⁴	Jt mm ⁴	ro y mm	ro z mm
trave arco 14x40	R	400	140	0	56,000	1,306,667	3,733,333	91,466,667	746,666,667	1,100,350,877	40.41	115.47
trave arco 14x40	R	400	140	0	56,000	1,306,667	3,733,333	91,466,667	746,666,667	1,100,350,877	40.41	115.47
Travetti 12x16	R	160	120	0	19,200	384,000	512,000	23,040,000	40,960,000	91,022,222	34.64	46.19
Elemento	Lo m	C eff	L eff m	I max	I rel c	b c	k	k crit c	s m crit N/mmq	I rel m	k crit m	Km
trave arco 14x40	7.90	0.90	7.11	195.47	3.15	0.10	5.59	0.10	717.81	0.18	1.00	0.70
trave arco 14x40	7.90	0.90	7.11	195.47	3.15	0.10	5.59	0.10	717.81	0.18	1.00	0.70
Travetti 12x16	4.40	0.90	3.96	127.02	2.04	0.10	2.68	0.23	295.42	0.29	1.00	0.70
Verifiche												
Elemento	Comb Car	s n0d N/mmq	f t-c, 0,d N/mmq	s m0d,y N/mmq	f m,d N/mmq	s m0d,z N/mmq	f m,d N/mmq	Sic y	Sic z	Ver y	Ver z	
trave arco 14x40	inv Mmax	0.32	16.55	3.83	16.55	8.67	16.55	0.7959	0.8836	SI	SI	
trave arco 14x40	inv Nmax	0.63	16.55	1.07	16.55	1.34	16.55	0.1593	0.1641	SI	SI	
Travetti 12x16	inv M-N	1.82	16.55	0.00	16.55	9.77	16.55	0.5231	0.7001	SI	SI	

5 VERIFICA DEGLI ELEMENTI IN ACCIAIO

Si eseguono le verifiche degli elementi in acciaio: bielle tubolari e tiranti diagonali della copertura in legno lamellare.

Le sollecitazioni sono le massime desunte dall'involuppo delle combinazioni di carico.

VERIFICA ASTE IN ACCIAIO

Asta	Biella	Biella	Tirante Falda
Comb carico	inv	inv	inv
L (cm)	280	280	480
N _{Ed} (kN) (- compr)	-9,00	3,25	43,50
M _{Ed} (kNm)	0,00	0,00	0,00
V _{Ed} (kN)	0,00	0,00	0,00

Caratteristiche Acciaio

Acciaio S	275	275	275
f _{y,k} (N/mm ²)	275	275	275
E (N/mm ²)	210000	210000	210000
γ _{M0}	1,05	1,05	1,05
f _{y,d} (N/mm ²)	261,90	261,90	261,90
γ _{M1}	1,05	1,05	1,05

Profilato	Ø219 sp 5	Ø219 sp 5	Ø18
Classe	1	1	1
A (cm ²)	33,61	33,61	1,92
A _{v,x} (cm ²)	33,61	33,61	
A _{v,y} (cm ²)	33,61	33,61	
W _{x,el} (cm ³)	175,80	175,80	
W _{y,el} (cm ³)	175,80	175,80	
W _{x,pl} (cm ³)	175,80	175,80	
W _{y,pl} (cm ³)	175,80	175,80	
J _{x,el} (cm ⁴)	1925	1925	0
J _{y,el} (cm ⁴)	1925	1925	0
i _x (cm)	7,57	7,57	0,00
i _y (cm)	7,57	7,57	0,00

VERIFICHE DI RESISTENZA

Asta	Biella	Biella	Tirante Falda
Comb carico	inv	inv	inv
Compr/Traz			
A (cm ²)	33,61	33,61	1,92
N _{c,Rd} (kN)	880,26	880,26	50,29
N _{Ed} (kN)	9,00	3,25	43,50
N _{Ed} / N _{c,Rd}	0,01	0,00	0,87
Verifica (si/no)	SI	SI	SI

VERIFICHE DI STABILITA'

Asta	Biella
Comb carico	inv

Lunghezza libera d'inflexione

L (m) 2,80

β 1

L₀ (m) 2,80

Carico critico elastico

N_{cr} (kN) 5089,010,04 N_{cr} (kN) 203,56N_{Ed} (kN) 9,00λ_c 0,43λ = L₀ / ρ_x 37,00

Verifica di stabilità: asta compressa

α	0,21
Φ	0,61
λ _c	0,43
χ	0,95
N _{b,Rd} (kN)	832,52
N _{Ed} (kN)	9,00
N _{Ed} / N _{b,Rd}	0,01
Verifica (si/no)	SI

6 VERIFICHE UNIONI

Nel caso di unioni legno-legno le verifiche sono svolte secondo le seguenti relazioni:

un piano di taglio:

$$F_{v,Rk} = \min. \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d & (a) \\ f_{h,2,k} t_2 d & (b) \\ \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (c) \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta) M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (d) \text{ (8.6)} \\ 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta) M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (e) \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (f) \end{cases}$$

due piani di taglio:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d & (g) \\ 0.5 f_{h,2,k} t_2 d & (h) \\ 1.05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta \frac{1 + \beta}{1 + \beta} + \frac{4\beta \frac{2 + \beta}{1 + \beta} M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (j) \\ 1.15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2 M_{y,k} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (k) \end{cases}$$

dove:

t_1 e t_2 sono gli spessori degli elementi di legno o del pannello;

$f_{h,1,k}$ $f_{h,2,k}$ sono le resistenze caratteristiche a rifollamento negli elementi di legno caratterizzati rispettivamente dallo spessore t_1 e t_2 ;

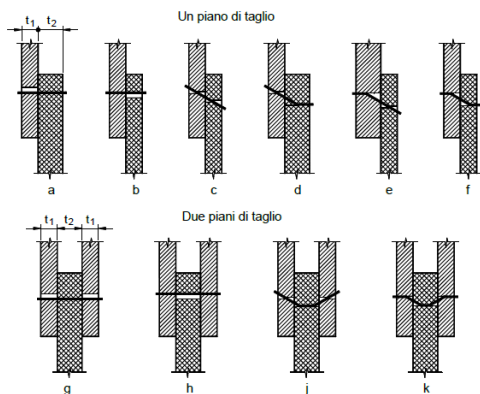
d è il diametro del mezzo di unione;

$M_{y,k}$ è il momento di snervamento caratteristico del mezzo di unione;

$F_{ax,Rk}$ è la resistenza caratteristica all'estrazione del mezzo di unione;

$\beta = f_{h,2,k} / f_{h,1,k}$.

Le espressioni si riferiscono ai meccanismi di rottura illustrati in figura:



Nel caso di unioni acciaio legno le verifiche sono svolte con le seguenti relazioni:

A) per unioni a singolo piano di taglio con piastra di acciaio *sottile*:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0.4 f_{hk} t_1 d & (a) \\ 1.15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{hk} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (b) \end{cases}$$

B) per unioni a singolo piano di taglio con piastra di acciaio *spessa*:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{hk} t_1 d & (c) \\ f_{hk} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,k}}{f_{hk} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (d) \\ 2.3 \sqrt{M_{y,k} f_{hk} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} & (e) \end{cases}$$

C) per unioni a doppio piano di taglio con piastra di acciaio di qualsiasi spessore posta in posizione centrale:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} t_1 d \quad (f) \\ f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,k}}{f_{h,k} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (g) \\ 2.3 \sqrt{M_{y,k} f_{h,1,k}} d + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (h) \end{array} \right. \quad (7.12)$$

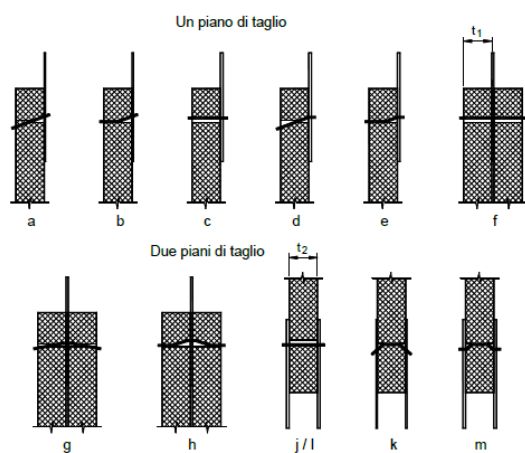
D) per unioni a doppio piano di taglio con piastre di acciaio *sottili* poste esternamente:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.5 f_{h,2,k} t_2 d \quad (j) \\ 1.15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,2,k}} d + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (k) \end{array} \right. \quad (7.13)$$

E) per unioni a doppio piano di taglio con piastre di acciaio *spesse* poste esternamente:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.5 f_{h,2,k} t_2 d \quad (l) \\ 2.3 \sqrt{M_{y,k} f_{h,2,k}} d + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (m) \end{array} \right.$$

Le espressioni si riferiscono ai meccanismi di rottura illustrati in figura:



UNIONE BASE BIELLA IN ACCIAIO – FONDAZIONI

Verifica dell'unione in fondazione

La piastra di base è quadrata 300x300 di spessore 15mm con irrigidimenti.

Sono presenti 4 tirafondi Ø12 costituiti da barre filettate in acciaio classe 8.8.

Si esegue la verifica con le massime sollecitazioni (incrementate cautelativamente del 20%);

Si assumono dei momenti fittizi calcolati considerando un taglio pari al 20% della compressione massima agente in corrispondenza della cerniera (con altezza di 27cm dalla sommità della fondazione)

Sollecitazioni agenti sul nodo alla base della biella; si verificano due casi, uno con la massima compressione, l'altro con la massima trazione:

$$N = -900 \times 1,20 = -1100 \text{ daN} = -11,00 \text{ kN (compressione)}$$

$$V_X = V_Y = 0,20 \times 1100 = 220 \text{ daN} = 2,20 \text{ kN (Dir globale X - trasversale)}$$

$$M_X = M_Y = 0,27 \times 220 = 60 \text{ daNm} = 0,60 \text{ kNm}$$

Sollecitazioni agenti sul nodo alla base della biella:

$$N = +325 \times 1,20 = 390 \text{ daN} = +3,90 \text{ kN (trazione)}$$

$$V_X = V_Y = 0,20 \times 1100 = 220 \text{ daN} = 2,20 \text{ kN (Dir globale X - trasversale)}$$

$$M_X = M_Y = 0,27 \times 220 = 60 \text{ daNm} = 0,60 \text{ kNm}$$

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	30	30
2	30	0
3	0	0
4	0	30

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0.84	4	4
2	0.84	26	4
3	0.84	26	26
4	0.84	4	26

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 Classe 8.8 C25/30
 E_{su} ‰ E_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² E_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 E_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

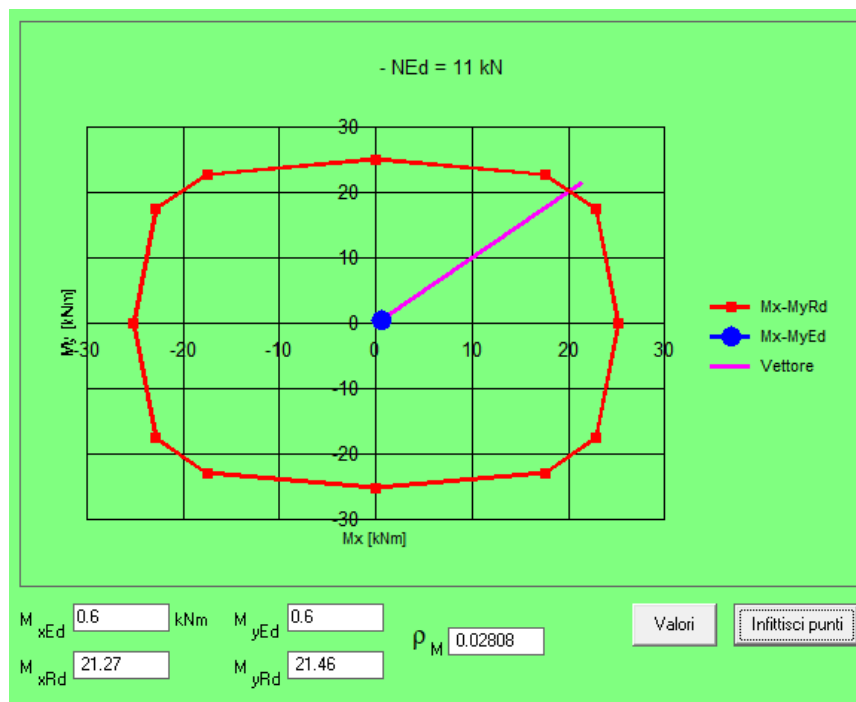
N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

☐ Precompresso

Calcoli:
 M_{xRd} kN m
 M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ



$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

verifica **soddisfatta**

TITOLO :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	30	30
2	30	0
3	0	0
4	0	30

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0.84	4	4
2	0.84	26	4
3	0.84	26	26
4	0.84	4	26

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} -3.9 -15.5 kN
 M_{xEd} 0.6 1.15 kNm
 M_{yEd} 0.6 1

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] x_N 0 y_N 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 Classe 8.8 C25/30
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 564.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 2.822 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 373 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

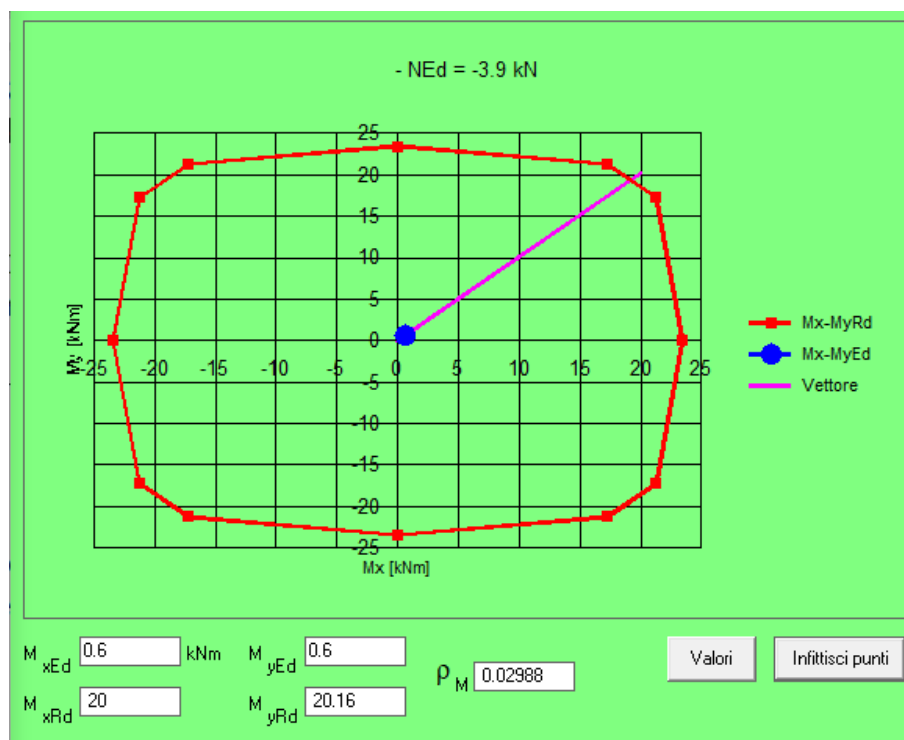
M
 M_{xRd} 20 kNm
 M_{yRd} 20.16 kNm
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 564.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 8.47 ‰
 d 36.76 cm
 x 10.75 x/d 0.2924
 δ 0.8055

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

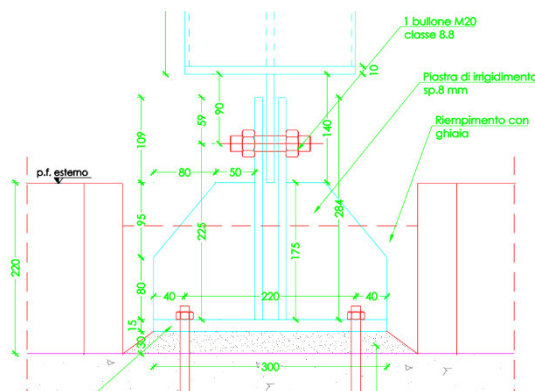
Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio Mx-My
 angolo asse neutro θ° 314
☐ Precompresso


$$M_{Ed} < M_{Rd} \quad \text{verifica } \mathbf{soddisfatta}$$

Verifica dell'unione lato acciaio

L'unione è una cerniera realizzata con due piastre di spessore 10mm saldate alla piastra di fondazione entro le quali si inserisce una piastra centrale saldata alla biella tubolare in acciaio; il collegamento è costituito da un bullone Ø20 in acciaio classe 8.8.



Si dimensiona il collegamento con il massimo sforzo normale nella biella (incrementato del 20%) che agisce come taglio nel bullone:

$$N_{Ed,max} = -900 \times 1,20 = -1100 \text{ daN} = -11,00 \text{ kN (compressione)}$$

BULLONI

Ø	20 mm	diam barra
dm	30 mm	diam dado
d0	21 mm	diam foro
n°	1	numero bulloni
Ares	245 mmq	sez. resist. barra
dist. e1,min	2,52 cm	
dist. e1	6 cm	dist dal bordo in dir del carico
dist. e2,min	2,52 cm	
dist. e2	6 cm	dist dal bordo in dir _ _ al carico
dist. p1,min	4,62 cm	
dist. p1	10 cm	interasse bulloni in dir del carico
dist. p2,min	5,04 cm	
dist. p2	10 cm	interasse bulloni in dir _ _ al carico
Classe	8,8	
fyb	649 N/mm ²	
ftb	800 N/mm ²	
γm2	1,25	

Vt,ed	11 kN	Taglio agente totale
Vt,ed,i	11 kN	Taglio agente su singolo bullone
Ft,ed,i	0,00 kN	Trazione agente su singolo bullone
Fv,rd	94,08 kN	Taglio resistente bullone
Ft,rd	141,12 kN	Trazione resistente bullone

Verifica a taglio bulloni

Fv,ed,i/Fv,rd	0,12 <=1, Ver Soddisfatta
---------------	---------------------------

Verifica a trazione bulloni

Ft,ed,i/Ft,rd	0,00 <=1, Ver Soddisfatta
---------------	---------------------------

PIASTRA

Lato L	10 cm	lato piastra	
spess. t	1 cm	spessore piastra	
Acciaio S	275		
fyk	275 N/mmq		
ftk	430 N/mmq		
k bordo	2,500	coeff. Formula 4.2.67	bulloni di bordo nella dir. _ _ al carico applicato
α bordo	0,952	coeff. Formula 4.2.67	bulloni di bordo nella dir. del carico applicato
k interno	2,500	coeff. Formula 4.2.67	bulloni interni nella dir. _ _ al carico applicato
α interno	1,000	coeff. Formula 4.2.67	bulloni interni nella dir. del carico applicato

Verifica a rifollamento piastra

Fb,rd	163,8 kN	resistenza di calcolo a rifollamento bulloni di bordo
Fv,ed,i/Fb,rd	0,07 <=1,	Ver Soddisfatta

Fb,rd	172,0 kN	resistenza di calcolo a rifollamento bulloni interni
Fv,ed,i/Fb,rd	0,06 <=1,	Ver Soddisfatta

Verifica a punzonamento piastra

Bp,rd	194,5 kN	resistenza di calcolo a punzonamento
Ft,ed,i/Bp,rd	0,00 <=1,	Ver Soddisfatta

Resistenza a taglio dell'unione

Fv,rd,u	94,1 kN
---------	---------

Resistenza a trazione dell'unione

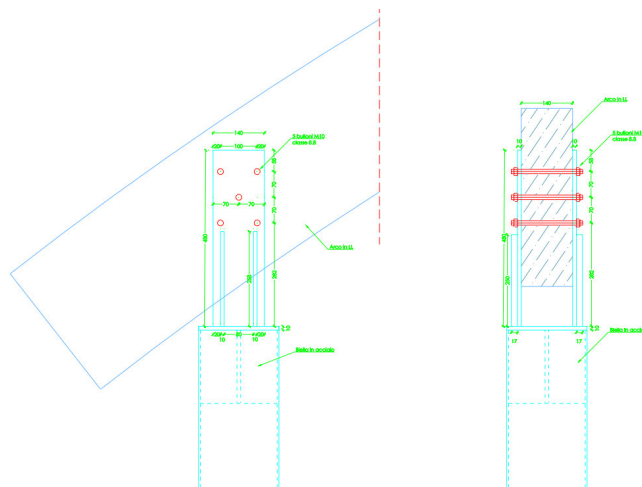
Ft,rd,u	141,1 kN
---------	----------

Verifica a taglio e trazione dell'unione

$\frac{Fv,ed,i}{Fv,rd} + \frac{Ft,ed,i}{1.4 Ft,rd}$	0,12 <=1, Ver Soddisfatta
---	---------------------------

UNIONE SOMMITA' BIELLA IN ACCIAIO – ARCO IN LL**Verifica dell'unione lato legno**

L'unione è realizzata tramite due piastre in acciaio saldate alla sommità della biella che affiancano le pareti laterali dell'arco in LL, il collegamento avviene con 5 bulloni M10.



Si dimensiona il collegamento con il massimo sforzo normale nella biella (incrementato del 20%) che agisce come taglio nel bullone:

$$N_{Ed,max} = -900 \times 1,20 = -1100 \text{ daN} = -11,00 \text{ kN}$$

UNIONI ACCIAIO – LEGNO ADOPPIO PIANO DI TAGLIO

Caratteristiche della connessione:

spessore legno 1	t1 (mm)	140
spessore piastra	t (mm)	10
penetrazione gambo liscio	t2 (mm)	140
penetrazione parte filettata	L eff (mm)	0
Angolo azione/fibra legno	α (°)	90
Preforatura	si/no	si
Classe di servizio	/	2
Classe di durata del carico	/	istant
Diametro est filettatura	d (mm)	10
D gambo liscio	D gl (mm)	10
D int filettatura	D int (mm)	10
Diametro efficace	d eff (mm)	10
Interasse mezzi unione	a1 (mm)	70

tipologia piastra

spessa

k90	1,5
f _{hαk}	18,70 N/mm ²
f _{h0k}	28,04 N/mm ²
MyRk	95545,72 Nmm
f _{ax,a k}	26,67 N/mm ²
F _{axRk}	0,00 N

Caratteristiche legno

classe di resistenza	GL24h
massa volumica caratteristica	380 kg/m ³
categoria arborea	conifera

Caratteristiche acciaio mezzi unione

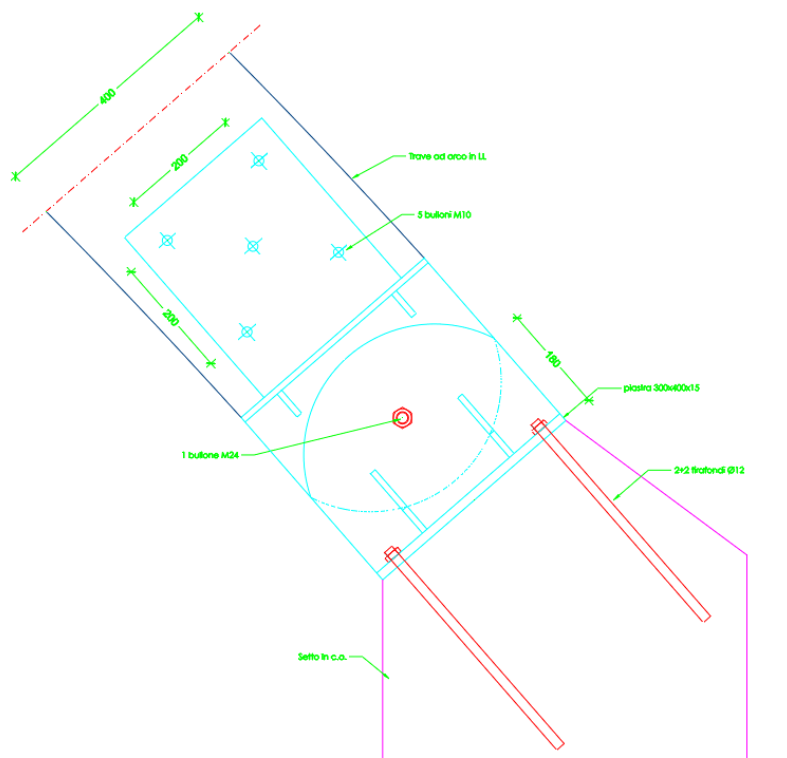
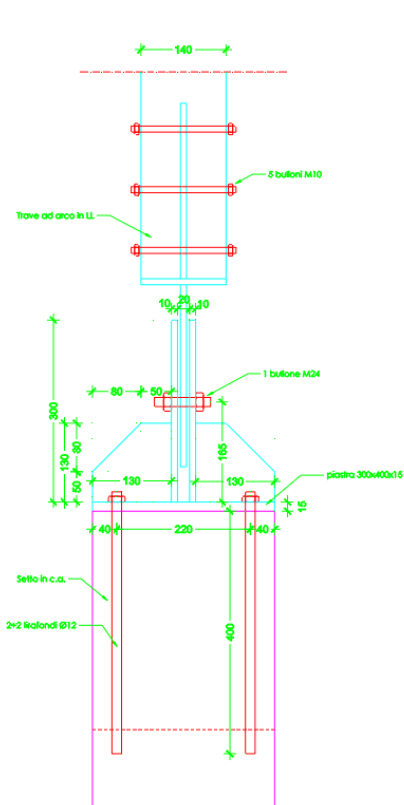
tipo acciaio	8,8
f _{tb}	800 N/mm ²

PIASTRE SPESSE ESTERNE	
meccanismo rottura "l"	13087,20 N
meccanismo rottura "m"	9720,93 N
FvRk	9720,93 N
kmod	1
g m	1,45
FvRd	6704,1 N
VERIFICA RESISTENZA	
Ved totale	11000 N
numero mezzi unione	5
numero efficace mezzi unione	3,65
numero piani di taglio	2
FvRd totale	48891,3 N
Verifica FvRd >= Ved	Ver. soddisfatta

UNIONE BASE ARCO IN LEGNO – SETTO IN C.A.

Verifica dell'unione in fondazione

La piastra di base è rettangolare 300x400 di spessore 15mm con irrigidimenti.
Sono presenti 4 tirafondi Ø12 costituiti da barre filettate in acciaio classe 8.8.



Si esegue la verifica con le massime sollecitazioni (incrementate cautelativamente del 20%);

Si calcolano i momenti agenti sulla piastra a contatto con il setto in c.a. moltiplicando i tagli agenti nelle due direzioni per l'altezza di circa 18 cm fra il bullone e la sommità del setto.

Sollecitazioni agenti sull'unione:

$$N = -2540 \times 1,20 = -3050 \text{ daN} = -30,50 \text{ kN (compressione)}$$

$$V_X = 2540 \times 1,20 = 3050 \text{ daN} = 30,50 \text{ kN (Dir globale X - trasversale)}$$

$$V_Y = 415 \times 1,20 = 500 \text{ daN} = 5,00 \text{ kN (Dir globale Y - longitudinale)}$$

$$M_Y = 3050 \times 0,18 = 550 \text{ daNm} = 5,50 \text{ kNm}$$

$$M_X = 500 \times 0,18 = 100 \text{ daNm} = 1,00 \text{ kNm}$$

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	30	40
2	30	0
3	0	0
4	0	40

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0.84	4	4
2	0.84	26	4
3	0.84	26	36
4	0.84	4	36

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N **-15.5** kN
M_{Ed} **1.15** kNm
M_{xEd} **1**
M_{yEd} **1**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
Classe 8.8 **C25/30**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} [?]
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ°

☐ Precompresso

M_{xRd} kN m
M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x **x/d**
 δ

- NEd = 30.5 kN

M_{xEd} kNm **M_{yEd}** kNm
M_{xRd} kNm **M_{yRd}** kNm
 ρ_M

Valori **Infittisci punti**

$M_{Ed} < M_{Rd}$ verifica **soddisfatta**

Per la verifica della piastra di fondazione si calcolano le massime tensioni nel cls e nei tirafondi:

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	30	40
2	30	0
3	0	0
4	0	40

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0.84	4	4
2	0.84	26	4
3	0.84	26	36
4	0.84	4	36

Sollecitazioni
S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} kN
M_{Ed} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
Classe 8.8 **C25/30**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
N° iterazioni:

☐ Precompresso

PIASTRA DI COLLEGAMENTO PILASTRI – FONDAZIONI

Sollecitazioni agenti sull'unione

Med = 5,59 kNm
 Ned = -30,50 kN (+ trazione, - compressione)
 Ved = 30,91 kN

BARRE – BULLONI

\emptyset 12 mm diam barra
 dm 19 mm diam dado
 d0 13 mm diam foro
 n° 4 numero barre
 Ares 84,3 mmq sez. resist. barra
 dist. e1,min 1,44 cm
 dist. e1 4 cm dist dal bordo in dir del carico
 dist. e2,min 1,44 cm
 dist. e2 4 cm dist dal bordo in dir _ al carico
 dist. p1,min 2,86 cm
 dist. p1 20 cm interasse barre in dir del carico
 dist. p2,min 3,12 cm
 dist. p2 20 cm interasse barre in dir _ al carico
 Classe 8,8
 fyb 649 N/mmq
 ftb 800 N/mmq
 γ_{m2} 1,25

Vt,ed,i 7,727 kN Taglio agente su singola barra
 Ft,ed,i 2,184 kN Trazione agente su singola barra
 Fv,rd 32,37 kN Taglio resistente barra
 Ft,rd 48,56 kN Trazione resistente barra

Verifica a taglio barre

Fv,ed,i/Fv,rd 0,24 <=1, Ver Soddisfatta

Verifica a trazione barre

Ft,ed,i/Ft,rd 0,04 <=1, Ver Soddisfatta

PIASTRA

Lato L	30 cm	lato piastra	
spess. t	1,5 cm	spessore piastra	
Acciaio S	275		
fyk	275 N/mm ²		
ftk	430 N/mm ²		
k bordo	2,500	coeff. Formula 4.2.61	barre di bordo nella dir. _ _ al carico applicato
α bordo	1,000	coeff. Formula 4.2.61	barre di bordo nella dir. del carico applicato
k interno	2,500	coeff. Formula 4.2.61	barre interne nella dir. _ _ al carico applicato
α interno	1,000	coeff. Formula 4.2.61	barre interne nella dir. del carico applicato

Verifica a rifollamento piastra

Fb,rd	154,8 kN	resistenza di calcolo a rifollamento barre di bordo	
Fv,ed,i/Fb,rd		0,05 <=1, Ver Soddisfatta	

Fb,rd	154,8 kN	resistenza di calcolo a rifollamento barre interne	
Fv,ed,i/Fb,rd		0,05 <=1, Ver Soddisfatta	

Verifica a punzonamento piastra

Bp,rd	184,8 kN	resistenza di calcolo a punzonamento	
Ft,ed,i/Bp,rd		0,01 <=1, Ver Soddisfatta	

Resistenza a taglio dell'unione

Fv,rd,u	32,4 kN		
---------	---------	--	--

Resistenza a trazione dell'unione

Ft,rd,u	48,6 kN		
---------	---------	--	--

Verifica a taglio e trazione dell'unione

$\frac{Fv,ed,i}{Fv,rd} + \frac{Ft,ed,i}{1.4 Ft,rd}$	0,27 <=1, Ver Soddisfatta		
---	---------------------------	--	--

Resistenza piastra - lato barre tese (T)

B	14 cm	Base sez resistente piastra (diff. a 45°)	
t	1,5 cm		
γm2	1,25		
γm0	1,05		
W	5,25 cmc	Modulo di resistenza elastico della piastra	
L	9 cm	Distanza fra barra e sezione d'incastro per verifica piastra	
Med	0,19658 kNm	Momento agente sulla piastra dato dalla trazione sulla barra	
Mrd	1,37500 kNm	Momento resistente della piastra = W fyk/γm0	

Verifica di resistenza piastra

Med/Mrd	0,14 <=1, Ver Soddisfatta		
---------	---------------------------	--	--

Resistenza piastra con irrigidimenti - lato calcestruzzo compresso (C)

x	20,20 cm	dist asse neutro da bordo compresso	
Sig,c	1,60 N/mm ²	tensione cls	
Rc	48,48 kN	risultante compressioni	
L	13,47 cm	dist. asse Rc da incastro	
Med = Rc L	6,53 kNm	Momento agente sulla piastra dato dalla compressione sul cls	
n° irrig	2,00	numero delle piastre di irrigidimento	
b irr	0,80 cm	base piastra irrigid (pari allo spessore)	
h irr	10,00 cm	altezza piastra irrigidimento	
H tot	11,50 cm	altezza totale piastra + irrigidimento	
A irr	16,00 cmq	area irrigidimento	
A piastra	45,00 cmq		
y G	2,26 cm	altezza baricentro piastra + irrigidimento, da base piastra (sez. a T)	
J tot	532,02 cm ⁴		
W1,tot	235,59 cmc		
W2,tot	57,57 cmc		
W min,tot	57,57 cmc		
Mrd	15,08 kNm	Momento resistente della piastra irrigidita = W fyk/γm0	

Verifica di resistenza piastra irrigidita

Med/Mrd	0,43 <=1, Ver Soddisfatta		
---------	---------------------------	--	--

Lunghezza di ancoraggio barre

Caratteristiche calcestruzzo

Classe	C25/30	
fck	25 N/mm ²	
Rck	30 N/mm ²	
a _{cc}	0,85	
g _c	1,5	
fcd	14,17 N/mm ²	res di calcolo a compressione
fcm	33 N/mm ²	res cilindrica media
fctm	2,56 N/mm ²	res media a trazione
fctk	1,80 N/mm ²	res caratteristica a trazione
fctd	1,20 N/mm ²	res di calcolo a trazione
n	1	=1 per $\phi \leq 32$, altrimenti $=(132-\phi)/100$
fbk	4,04 N/mm ²	tens tangenziale caratteristica di aderenza acc-cls
fbd	2,69 N/mm ²	resistenza tangenziale di calcolo per aderenza acc-cls

Ø tiraf	12 mm	
L tiraf	30 cm	lunghezza barre
Sup lat	113,1 cm ²	superficie laterale barre

Verifica lunghezza ancoraggio barre

Ned	2,2 kN
Nrd	30,5 kN

Ned/Nrd 0,07 <=1, Ver Soddisfatta

Verifica dell'unione lato acciaio - cerniera

L'unione è una cerniera realizzata con due piastre di spessore 10mm saldate alla piastra sopra il setto in c.a. entro le quali si inserisce una piastra centrale fissata alla trave ad arco in LL; il collegamento è costituito da un bullone Ø24 in acciaio classe 8.8.

Si esegue la verifica a taglio con le massime sollecitazioni (incrementate cautelativamente del 20%);

$$N = -2540 \times 1,20 = -3050 \text{ daN} = -30,50 \text{ kN (compressione)}$$

$$V_x = 2540 \times 1,20 = 3050 \text{ daN} = 30,50 \text{ kN (Dir globale X - trasversale)}$$

$$F = \sqrt{(N^2 + V_x^2)} = 30,50 \times \sqrt{2} \sim 45,00 \text{ kN}$$

BULLONI

Ø	24 mm	diam barra
dm	36 mm	diam dado
d0	25,5 mm	diam foro
n°	1	numero bulloni
Ares	353 mmq	sez. resist. barra
dist. e1,min	3,06 cm	
dist. e1	10 cm	dist dal bordo in dir del carico
dist. e2,min	3,06 cm	
dist. e2	10 cm	dist dal bordo in dir _ _ al carico
dist. p1,min	5,61 cm	
dist. p1	10 cm	interasse bulloni in dir del carico
dist. p2,min	6,12 cm	
dist. p2	10 cm	interasse bulloni in dir _ _ al carico
Classe	8,8	
fyb	649 N/mmq	
ftb	800 N/mmq	
γm2	1,25	

Vt,ed	45 kN	Taglio agente totale
Vt,ed,i	45 kN	Taglio agente su singolo bullone
Ft,ed,i	0,00 kN	Trazione agente su singolo bullone

Fv,rd	135,552 kN	Taglio resistente bullone
Ft,rd	203,328 kN	Trazione resistente bullone

Verifica a taglio bulloni

Fv,ed,i/Fv,rd	0,33 <=1, Ver Soddisfatta
---------------	---------------------------

Verifica a trazione bulloni

Ft,ed,i/Ft,rd	0,00 <=1, Ver Soddisfatta
---------------	---------------------------

PIASTRA

Lato L	10 cm	lato piastra
spess. t	1 cm	spessore piastra
Acciaio S	275	
fyk	275 N/mm ²	
ftk	430 N/mm ²	
k bordo	2,500	coeff. Formula 4.2.67
α bordo	1,000	coeff. Formula 4.2.67
		bulloni di bordo nella dir. _ _ al carico applicato
		bulloni di bordo nella dir. del carico applicato
k interno	2,500	coeff. Formula 4.2.67
α interno	1,000	coeff. Formula 4.2.67
		bulloni interni nella dir. _ _ al carico applicato
		bulloni interni nella dir. del carico applicato

Verifica a rifollamento piastra

Fb,rd	206,4 kN	resistenza di calcolo a rifollamento bulloni di bordo
Fv,ed,i/Fb,rd	0,22 <=1,	Ver Soddisfatta

Fb,rd	206,4 kN	resistenza di calcolo a rifollamento bulloni interni
Fv,ed,i/Fb,rd	0,22 <=1,	Ver Soddisfatta

Verifica a punzonamento piastra

Bp,rd	233,4 kN	resistenza di calcolo a punzonamento
Ft,ed,i/Bp,rd	0,00 <=1, Ver Soddisfatta	

Resistenza a taglio dell'unione

Fv,rd,u	135,6 kN
---------	----------

Resistenza a trazione dell'unione

Ft,rd,u	203,3 kN
---------	----------

Verifica a taglio e trazione dell'unione

$\frac{Fv,ed,i}{Fv,rd} + \frac{Ft,ed,i}{1.4 Ft,rd}$	0,33 <=1, Ver Soddisfatta
---	---------------------------

Verifica dell'unione lato legno

Il collegamento fra la piastra centrale in acciaio e la trave in LL è realizzato con 5 bulloni M10 in acciaio classe 8.8.

Si esegue la verifica a taglio con la massima sollecitazione di taglio sull'elemento in LL (incrementate cautelativamente del 20%); lo sforzo normale è assorbito per contatto dalla piastra di appoggio alla base dell'arco in LL;

$$V_{\max} = 670 \times 1,20 = 810 \text{ daN} = 8,10 \text{ kN}$$

UNIONI ACCIAIO – LEGNO ADOPPIO PIANO DI TAGLIO

Caratteristiche della connessione:

spessore legno 1	t1 (mm)	60
spessore piastra	t (mm)	10
penetrazione gambo liscio	t2 (mm)	60
penetrazione parte filettata	L eff (mm)	0
Angolo azione/fibra legno	α (°)	90
Preforatura	si/no	si
Classe di servizio	/	2
Classe di durata del carico	/	istant
Diametro est filettatura	d (mm)	10
D gambo liscio	D gl (mm)	10
D int filettatura	D int (mm)	10
Diametro efficace	d eff (mm)	10
Intersasse mezzi unione	a1 (mm)	100

tipologia piastra

spessa

k90	1,5
fh α k	18,70 N/mm ²
fh0k	28,04 N/mm ²
MyRk	95545,72 Nmm
fax,a k	26,67 N/mm ²
FaxRk	0,00 N

Caratteristiche legno

classe di resistenza	GL24h
massa volumica caratteristica	380 kg/m ³
categoria arborea	conifera

Caratteristiche acciaio mezzi unione

tipo acciaio	8,8
ftb	800 N/mm ²

PIASTRACENTRALE DI QUALSIASI SPESSORE

meccanismo rottura "f"	11217,60 N
meccanismo rottura "g"	6758,00 N
meccanismo rottura "h"	13747,47 N
FvRk	6758,00 N

kmod	1
g m	1,45
FvRd	4660,7 N

VERIFICARE SOSTENENZA

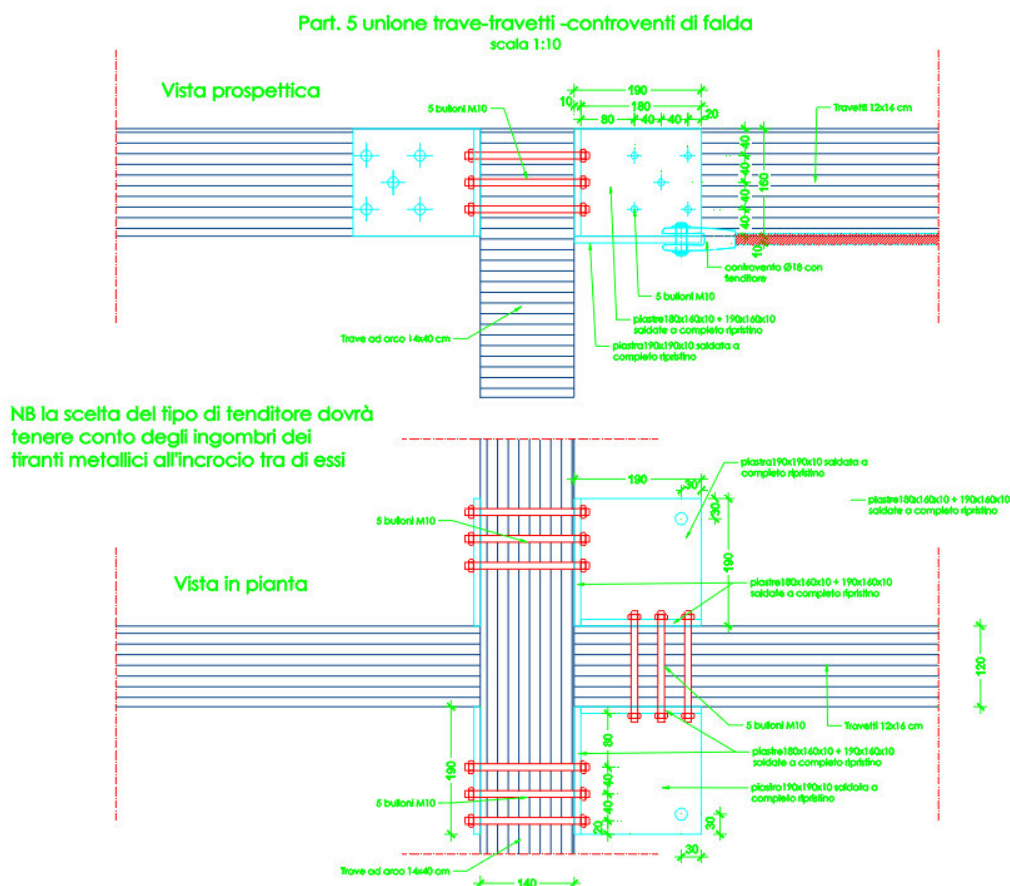
Ved totale	8100 N
numero mezzi unione	5
numero efficace mezzi unione	3,99
numero piani di taglio	2
FvRd totale	37159 N

Verifica $FvRd \geq Ved$ Ver. soddisfatta

UNIONE TIRANTI DI CONTROVENTO/TRAVETTI – TRAVE AD ARCO IN LL

L'unione è realizzata con piastre e contropiastre in acciaio di spessore 10mm, fissate agli elementi lignei con 5 bulloni Ø10 in acciaio classe 8.8.

Si eseguono le verifiche considerando le massime sollecitazioni incrementate cautelativamente del 20%.



Trazione massima nei travetti:

$$N_{tv,Ed} = 3150 \times 1,20 = 3800 \text{ daN} = 38,00 \text{ kN}$$

Taglio trasversale massimo nei travetti:

$$T_{tv,Ed} = 3000 \times 1,20 = 3600 \text{ daN} = 36,00 \text{ kN}$$

L'azione di trazione viene assorbita dalle barre fissate all'arco e si trasferisce come compressione trasversale nella parete laterale delle travi ad arco.

Alle stesse barre si trasferisce anche il taglio trasversale nei travetti.

Le barre nei travetti trasmettono la trazione negli stessi lavorando a taglio; per questa unione, il taglio trasversale nei travetti, produce trazione nelle barre e compressione perpendicolare alle pareti laterali dei travetti, ma quest'ultima è inferiore a quella sull'arco a parità di geometria.

Compressione perpendicolare alla fibratura:

Resistenza a compressione:

$$f_{90,c,k} = 2,70 \text{ N/mm}^2$$

le azioni che producono le massime sollecitazioni sono istantanee, $k_{mod} = 1$

$$f_{90,c,Rd} = f_{90,c,k} / (k_{mod} \gamma_m) = 2,70 / 1,45 = 1,86 \text{ N/mm}^2$$

Pressione agente:

$$\sigma_{Ed} = 38000 / (160 \times 160) = 1,48 \text{ N/mm}^2 < 1,86 \text{ N/mm}^2 \quad \text{verifica } \mathbf{soddisfatta}$$

Verifica a taglio nel legno

Si esegue la verifica sui travetti perché è la maggiormente sollecitata a parità di geometria.

UNIONI ACCIAIO – LEGNO ADOPPIO PIANO DI TAGLIO

Caratteristiche della connessione:

spessore legno 1	t1 (mm)	120
spessore piastra	t (mm)	10
penetrazione gambo liscio	t2 (mm)	120
penetrazione parte filettata	L eff (mm)	0
Angolo azione/fibra legno	α (°)	0
Preforatura	si/no	si
Classe di servizio	/	2
Classe di durata del carico	/	istant
Diametro est filettatura	d (mm)	10
D gambo liscio	D gl (mm)	10
D int filettatura	D int (mm)	10
Diametro efficace	d eff (mm)	10
Interasse mezzi unione	a1 (mm)	80

tipologia piastra

spessa

k90	1,5
fh _{αk}	28,04 N/mm ²
fh _{0k}	28,04 N/mm ²
MyRk	95545,72 Nmm
fax,a k	17,78 N/mm ²
FaxRk	0,00 N

Caratteristiche legno

classe di resistenza	GL24h
massa volumica caratteristica	380 kg/m ³
categoria arborea	conifera

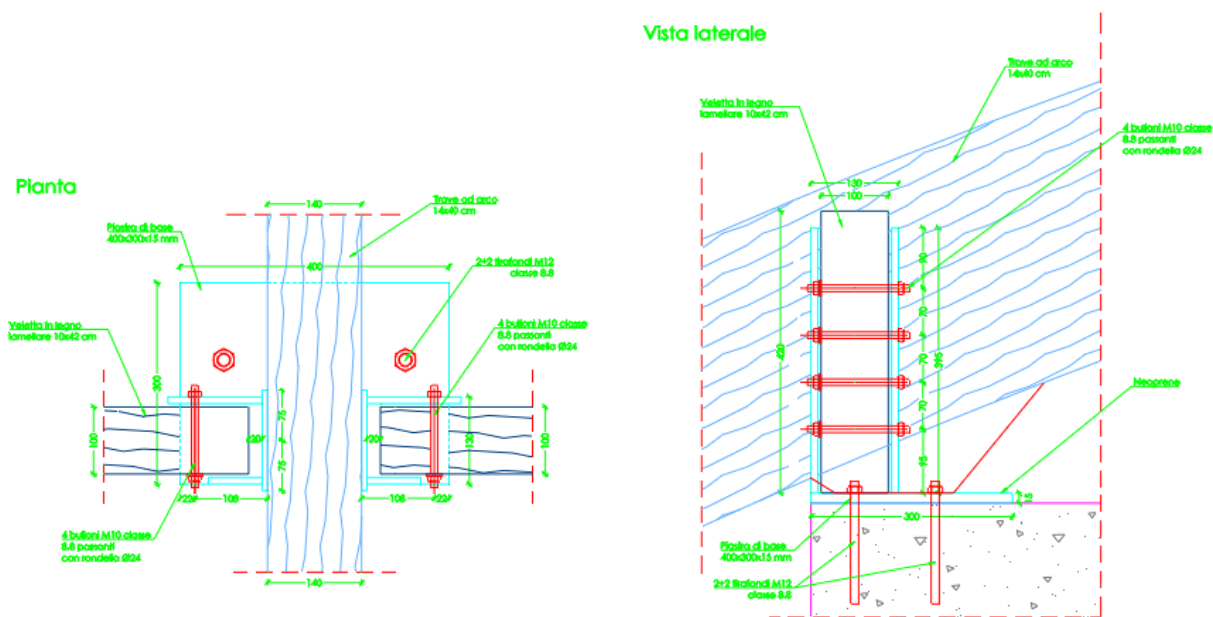
Caratteristiche acciaio mezzi unione

tipo acciaio	8,8
ftb	800 N/mm ²

PIASTRE SPESSE ESTERNE	
meccanismo rottura "l"	16826,40 N
meccanismo rottura "m"	11905,66 N
FvRk	11905,66 N
kmod	1
g m	1,45
FvRd	8210,8 N
VERIFICA RESISTENZA	
Ved totale	38000 N
numero mezzi unione	5
numero efficace mezzi unione	3,77
numero piani di taglio	2
FvRd totale	61912,0 N
Verifica FvRd >= Ved	Ver. soddisfatta

APPOGGI DELLE TRAVI AD ARCO IN LEGNO SULLA SOFFITTA DEL FABBRICATO IN C.A.

L'unione è realizzata con piastre fissate alla copertura in c.a. con 4 tirafondi Ø12 in acciaio classe 8.8. alla piastra di base sono saldate piastre verticali di fianco alle pareti laterali delle travi ad arco in LL, tali da permettere lo spostamento dell'arco nel suo piano ed impedirne lo spostamento trasversale.



Si eseguono le verifiche considerando le massime sollecitazioni incrementate cautelativamente del 20%.

Si calcola il momento agente sulla piastra di base moltiplicando il taglio agente per l'altezza di circa 25 cm fra asse piastre verticali e la sommità della struttura in c.a.
Sollecitazioni agenti sull'unione:

$$N_{\min} = 200 \times 1,20 = 450 \text{ daN} = +4,50 \text{ kN (trazione)}$$

$$V_Y = 1350 \times 1,20 = 1620 \text{ daN} \sim 16,50 \text{ kN (Dir globale Y - longitudinale)}$$

$$M = 16,50 \times 0,25 = 4,20 \text{ kNm}$$

Titolo :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	33	18
2	33	0
3	0	0
4	0	18

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0.84	3	3
2	0.84	30	3
3	0.84	30	15
4	0.84	3	15

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} kN
 M_{Ed} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

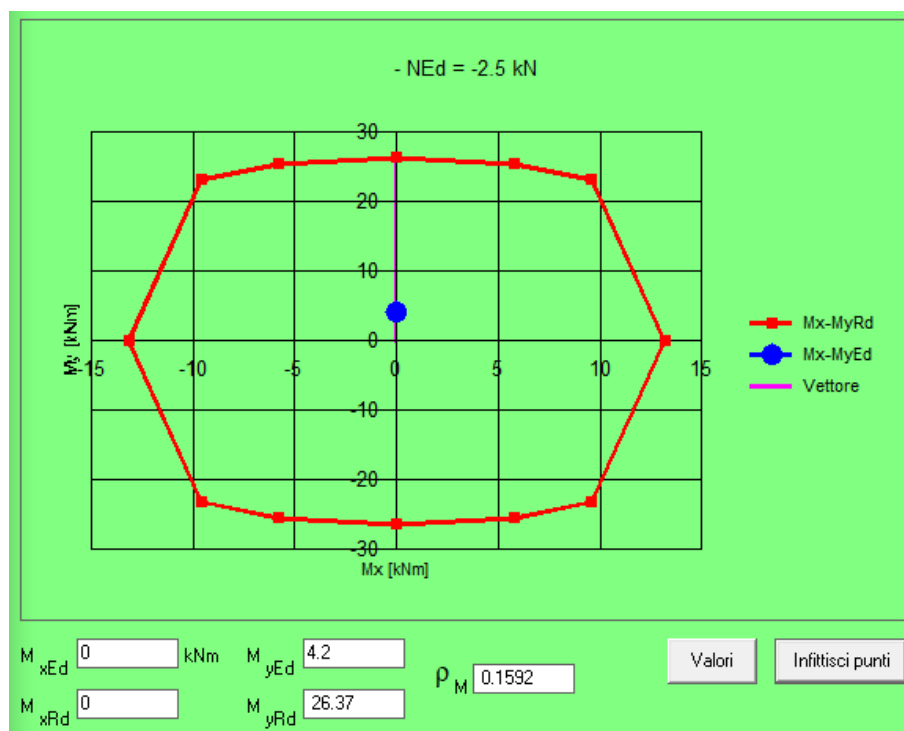
angolo asse neutro θ°

☐ Precompresso

Materiali
 Classe 8.8

Proprietà	Valore	Unità
E_{su}	67.5	%
f_{yd}	564.3	N/mm²
E_s	200.000	N/mm²
E_s/E_c	15	
E_{syd}	2.822	%
$\sigma_{s,adm}$	373	N/mm²
ϵ_{c2}	2	%
ϵ_{cu}	3.5	%
f_{cd}	14.17	
f_{cc}/f_{cd}	0.8	
$\sigma_{c,adm}$	9.75	
τ_{co}	0.6	
τ_{c1}	1.829	

M_{xRd} kN m
 M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

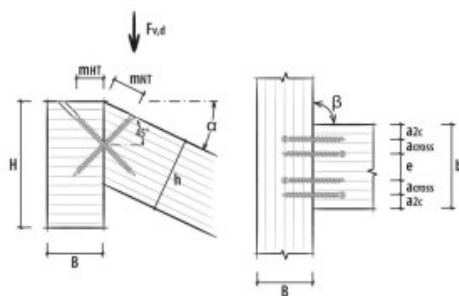


$M_{Ed} < M_{Rd}$ verifica **soddisfatta**

UNIONE TRAVE AD ARCO IN LEGNO-TRAVETTI IN LEGNO

L'unione è realizzata con 2 coppie di viti incrociate e le verifiche sono svolte con software della Rothoblass denominato MyProject

Connessioni trave princip./second. con viti incrociate VGS e VGZ



VGZ - Connettore tutto filetto a testa cilindrica 5x140 mm
(cod. VGZ5140)

Numero di coppie di connettori = 2 pz.



Marcatura CE secondo ETA 11/0030

DATI DI CALCOLO

Connessioni trave princip./second. con viti incrociate VGS e VGZ

Classe di servizio	cl	=	1
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0.90
Coefficiente sicurezza connessione	γM	=	1.30
Azione di taglio di progetto	F _{v,d}	=	4.50 kN
Base trave principale	B	=	140 mm
Altezza trave principale	H	=	400 mm
Tipo legno trave secondaria		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Base trave secondaria	b	=	120 mm
Altezza trave secondaria	h	=	160 mm
Tipo legno trave secondaria		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Angolo nel piano verticale - trave secondaria	α	=	0.00 °
Angolo nel piano orizzontale - trave secondaria	β	=	0.00 °
Numero di coppie di connettori		=	2
DATI VITE:			
Diametro nominale (filetto) vite	d1	=	5.6 mm
Diametro gambo	ds	=	4.2 mm
Diametro nocciolo	d2	=	3.8 mm
Diametro testa	dk	=	8.0 mm
Lunghezza vite	Lv	=	140 mm
Lunghezza filetto	Lf	=	130 mm

RISULTATI CALCOLO

DATI DI INGRESSO:			
Classe di servizio	cl	=	1
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0.90
Azione di taglio di progetto	F _{v,d}	=	4.50 kN
Base trave principale	B	=	140 mm
Altezza trave principale	H	=	400 mm
Tipo legno trave principale		=	GL24h
Base trave secondaria	b	=	120 mm
Altezza trave secondaria	h	=	160 mm
Angolo nel piano verticale - trave secondaria	α	=	0.00 °
Angolo nel piano orizzontale - trave secondaria	β	=	0.00 °
Tipo legno trave secondaria		=	GL24h
		=	
TIPO CONNETTORE:	vite VGZ	=	5x140
Diametro filetto (nominale)	df	=	5.6 mm
Diametro gambo	dg	=	4.2 mm
Diametro nocciolo	dn	=	3.8 mm
Diametro testa	dh	=	8.0 mm
Lunghezza vite	lv	=	140 mm
Lunghezza filetto	lf	=	130 mm
		=	
GEOMETRIA CONNESSIONE:		=	
Numero di coppie di connettori		=	2
Angolo di inserimento viti		=	45.00 °
Viti su trave principale:		=	
Quota di montaggio su trave principale	mHT	=	51 mm
Lunghezza penetrazione lato testa		=	73 mm
Lunghezza filettata lato testa	tf1	=	55 mm
Lunghezza penetrazione lato punta		=	70 mm
Lunghezza filettata lato punta	tf2	=	55 mm
Angolo vite/fibra lato testa - trave principale	γ2,p	=	90.00 °
Angolo vite/fibra lato punta - trave secondaria	γ2,s	=	45.00 °
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato testa - trave principale	Fax,Rk,3	=	7.26 kN
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato punta - trave secondaria	Fax,Rk,4	=	7.26 kN
Viti su trave secondaria:		=	
Quota di montaggio su trave secondaria	mNT	=	51 mm
Lunghezza penetrazione lato testa		=	73 mm
Lunghezza filettata lato testa	tf1	=	55 mm
Lunghezza penetrazione lato punta		=	70 mm
Lunghezza filettata lato punta	tf2	=	55 mm
Angolo vite/fibra lato testa - trave secondaria	γ1,s	=	45.00 °
Angolo vite/fibra lato punta - trave principale	γ1,p	=	90.00 °
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato testa - trave secondaria	Fax,Rk,1	=	7.26 kN
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato punta - trave principale	Fax,Rk,2	=	7.26 kN
		=	
ELEMENTO PIÙ SOLLECITATO:		=	
Forza totale generata dal taglio lungo asse viti	Fax,d,tot	=	3.18 kN
Numero efficace	n _{ef}	=	1.9
Resistenza caratteristica totale ad estrazione	Fax,Rk	=	7.26 kN
Resistenza caratteristica totale ad instabilità viti nel legno	Fk,Rk	=	12.08 kN
Resistenza di design totale ad estrazione	Fax,Rd	=	5.02 kN
Resistenza caratteristica a taglio verticale	Fv,Rk	=	10.26 kN
Resistenza di design a taglio verticale dell'intero collegamento	Fv,Rd	=	7.11 kN
Grado di sfruttamento della connessione		=	0.63 VERIFICATO
		=	
VERIFICA A TAGLIO TRAVE SECONDARIA:		=	
Altezza efficace (vincolata)	h _{ef}	=	101 mm
Altezza non vincolata (al di sotto delle viti)	h _{int}	=	59 mm
Coefficiente k _{tr}	k _{tr}	=	0.67
base efficace	b _{ef}	=	80 mm
Coefficiente di riduzione	k _v	=	0.83
Tensione a taglio in h _{ef}	τ	=	0.83 N/mm ²
Resistenza di design a taglio del legno	f _{v,d}	=	2.52 N/mm ²
Verifica tensione a taglio trave secondaria		=	0.40 VERIFICATO
Verifica tensione a taglio solo h _{ef}		=	0.33 VERIFICATO