



FORTE DI GAVI (AL) - REVISIONE COMPLETA DELLA COPERTURA  
DELL'ALTO FORTE  
CUP: F94E16000160001

## RESTAURO DELLA COPERTURA DELLA COSIDDETTA "MANICA LUNGA" DEL BASSO FORTE

Ministero dei beni e delle attività culturali e del turismo  
Polo Museale del Piemonte

Programma triennale 2016/2018 - Legge 190/2014 art. 1, commi 9 e 10

arch. Daniela Sanseverino

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA E DIREZIONE LAVORI  
arch. Stefania Dassi

PROGETTAZIONE E DIREZIONE LAVORI STRUTTURALI  
ing. Vincenzo Rosa (Cierre Ingegneria)

COORDINAMENTO SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE  
ing. Vincenzo Rosa (Cierre Ingegneria)

## Progetto Esecutivo

## RELAZIONE SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

—

E 04

21/11/2017

[illegible]

## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>STATO DI FATTO</b>	<b>3</b>
2.1	INDAGINI SUI LEGNI	3
2.2	VERIFICHE STATICHE ELEMENTI LIGNEI ESISTENTI ED INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI	6
<b>3</b>	<b>RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI IN PROGETTO</b>	<b>10</b>
3.1	DESCRIZIONE INTERVENTI	10
3.2	MODELLO DI CALCOLO	11
3.2.1	<i>RAFFIGURAZIONE MODELLO DI CALCOLO F.E.M.</i>	<i>12</i>
3.2.2	<i>DATI STRUTTURA:</i>	<i>14</i>
3.2.3	<i>DATI ANALISI SISMICA:</i>	<i>20</i>
3.2.4	<i>DESCRIZIONE CASI DI CARICO:</i>	<i>21</i>
3.2.5	<i>VERIFICA ASTE IN LEGNO:</i>	<i>22</i>
3.2.6	<i>VERIFICA FALSI PUNTONI</i>	<i>29</i>
3.2.7	<i>ANALISI MECCANISMI LOCALI MURATURE</i>	<i>33</i>
3.2.8	<i>VERIFICA RINFORZO TRAVE DI COLMO</i>	<i>41</i>
3.2.9	<i>VERIFICA RINFORZO TRAVE DI BORDO</i>	<i>48</i>
3.2.10	<i>VERIFICA PROTESI CON BARRE INCOLLATE NODO CAPRIATA</i>	<i>51</i>
3.2.11	<i>VERIFICA ANCORAGGI LINEE VITA</i>	<i>54</i>

# 1 Premessa

Il Ministero dei beni e delle attività culturali e del turismo intende realizzare un intervento di RESTAURO DELLA COPERTURA DELLA COSIDDETTA "MANICA LUNGA" DEL BASSO FORTE di Gavi.

La presente relazione tratta la parte specialistica dell'analisi strutturale delle opere previste nell'ambito del progetto esecutivo per i lavori di manutenzione straordinaria.

Nel prosieguo vengono pertanto trattati i seguenti argomenti :

- stato di fatto delle strutture esistenti;
- verifiche statiche elementi lignei esistenti ed individuazione degli interventi strutturali;
- relazione di calcolo interventi in progetto e verifiche sismiche.

Il Forte di Gavi è una fortezza di tipo prettamente difensivo costruita su un preesistente castello di origine medioevale. È di proprietà demaniale ed è adibito a struttura museale.

La fortezza si erge su una rocca naturale a strapiombo sul borgo antico di Gavi.

La cosiddetta "Manica Lunga" è un corpo di fabbrica disposto a sud del cortile della Cittadella, venne realizzato intorno al 1630 quando, completate le opere di fortificazione, fu necessario provvedere a nuovi alloggiamenti adeguati alle cresciute dimensioni della fortificazione.

L'intero edificio si sviluppa su tre piani fra loro comunicanti mediante una scala interna, in cui i due livelli superiori furono destinati inizialmente a magazzino per le granaglie e quello al piano terra fu destinato ad alloggio per i soldati. Con il cambio di destinazione d'uso del Forte nel novecento, i locali vennero ridestinati e al livello del cortile della Cittadella si ricavarono altrettante celle mentre l'ultimo piano, la cosiddetta Manica Lunga, venne utilizzata come sala mensa.

## 2 Stato di fatto

La copertura è a due falde, di lunghezza 75 m, strutturalmente è costituita da una successione di 18 capriate semplici in legno, composte da catena e due puntoni, ad eccezione della numero 8 che presenta puntelli verticali.

Le capriate, numerate nel presente progetto da 1 a 18 partendo da est verso ovest, sono disposte indicativamente ogni 4 m circa, appoggiate sul lato di monte sul muro perimetrale verso il cortile, in muratura intonacata di pietrame frammisto a mattoni e malta, e sull'altro su pilastri 30x30 cm in mattoni pieni intonacati. Ai pilastri sono fissati dei piatti metallici, di sezione 8x35 mm, con funzione di tiranti che collegano la parete muraria di valle alle capriate.

Sulle capriate poggiano le travi di colmo e le travi di bordo laterali, quest'ultime in legno per lo più squadrato, aventi dimensioni variabili.

I falsi puntoni sono travetti di dimensioni variabili, con sezioni indicativamente sui 7/12 cm per 7/9 cm e interassi variabili attorno a valori medi di 40/50 cm, sino a circa 60 cm. Gli elementi secondari trasversali, su cui poggiano i coppi, sono costituiti da tavole di varie larghezze e lunghezze, di spessore approssimativamente pari a 3 cm.

Gli elementi delle capriate appaiono lavorati a mano con gli appoggi appena sbozzati, così come gli alloggi ricavati nelle catene per accogliere i puntoni.

Si osserva che gli incastri tra i due puntoni ed il colmo sono ricavati da una lavorazione a mezzo legno con supporto di elementi metallici.

La "Manica Lunga" ha subito un intervento di adattamento alla Normativa Antincendio che ha comportato l'inserimento dell'impianto, che corre lungo il profilo del colmo, e della pittura ignifuga a ricoprire gli elementi lignei.

Occorre evidenziare che la capriata n° 8 presenta dei puntelli lignei che vanno ad esercitare delle forze sulla catena, la quale necessita pertanto di un intervento di rinforzo.

La porzione di copertura compresa tra la capriata n° 16 e n°17 presenta una deformazione in quanto i travetti secondari non continui non sono sufficienti a reggere il peso della copertura.

Risultano mancanti due tiranti in corrispondenza delle capriate n°5 e 7, inoltre l'appoggio della trave di bordo della campata "p" sul pilastrino della capriata "14" è ceduto e presenta una evidente fessura.

### 2.1 Indagini sui legni

Si è proceduto all'esecuzione di una Classificazione a Vista applicando la Norma UNI 11119 a tutti gli elementi effettuando le seguenti indagini:

- Ispezione tecnologica di tutti gli elementi e conseguente prima Classificazione Strutturale;
- Prelievo di campioni per identificare le specie legnose mediante esame visivo;

- Diagnosi parziale con elaborazione dei dati della Classificazione con identificazione dei profili resistenti e dei conseguenti valori caratteristici da adottare per le verifiche.

Dalle indagini effettuate è emerso che per la grossa orditura la specie predominante risulta essere il castagno.

Da un esame generale delle possibili difettologie ed alterazioni del legno si è riscontrato che gli elementi sono stati oggetto di trattamento, compreso quello antincendio come sopracitato e non appaiono presentare situazioni critiche salvo rari casi. Gli elementi possono essere classificati con categorie S1 nonostante forme di degrado si siano riscontrate localmente in alcuni nodi puntone-catena con la muratura di appoggio.

Tale situazione non incide in modo fondamentale sulla categoria, tuttavia segnala la necessità di approfondire alcune indagini, fattibili in sicurezza solamente a cantiere aperto, con lo smantellamento del manto di copertura e la possibilità di investigare i nodi di appoggio scoprendo adeguatamente le zone di muratura che li racchiudono. Dette indagini potranno essere le seguenti:

- Determinazione dell'umidità su tutti gli appoggi e a campione nei punti di maggiore vulnerabilità;
- Prove resistografiche per la valutazione del degrado delle opere;
- Verifiche acustiche strumentali per individuare la presenza di attacchi xilofagi e per definire la durabilità.

Fatti salvi gli esiti dei suddetti accertamenti, gli elementi lignei vengono diagnosticati, ai sensi della N.T. UNI 11119, come appartenenti alla categoria S1 tutti gli elementi delle capriate e le travi di colmo ispezionate.

**Tensioni massime per l'applicazione del metodo delle tensioni ammissibili e moduli medi di elasticità a flessione, per le categorie in opera delle principali specie legnose, applicabili per umidità del legno = 12%**

Specie	Categoria in opera	Tensioni massime (N/mm <sup>2</sup> )					
		compressione		flessione statica	trazione parallela alla fibratura <sup>1)</sup>	taglio (parallelo alla fibratura)	modulo di elasticità a flessione
		parallela alla fibratura	perpendicolare alla fibratura				
Abete bianco (Abies alba Mill.)	I	11	2,0	11,5	11	0,9	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,8	12 000
	III	7	2,0	7,5	6	0,7	11 000
Abete rosso (Picea abies Karst.)	I	10	2,0	11	11	1,0	12 500
	II	8	2,0	9	9	0,9	11 500
	III	6	2,0	7	6	0,8	10 500
Larice (Larix spp.)	I	12	2,5	13	12	1,1	15 500
	II	10	2,2	11	9,5	1,0	14 500
	III	7,5	2,0	8,5	7	0,9	13 500
Pini (Pinus spp.)	I	11	2,0	12	11	1,0	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,9	12 000
	III	7	2,0	8	6	0,8	11 000
Castagno (Castanea sativa Mill.)	I	11	2,0	12	11	0,8	10 000
	II	9	2,0	10	9	0,7	9 000
	III	7	2,0	8	6	0,6	8 000
Pioppo (Populus spp.)	I	10	1,5	10,5	9	0,6	9 000
	II	8	1,5	8,5	7	0,5	8 000
	III	6	1,5	6,5	4,5	0,4	7 000
Quercia (Quercus spp.)	I	12	3,0	13	12	1,2	13 500
	II	10	2,5	11	10	1,0	12 500
	III	7,5	2,2	8,5	7	0,9	11 500
1) La tensione massima a trazione perpendicolare alla fibratura si assume convenzionalmente uguale a zero.							

Per determinare i Profili Resistenti e i valori caratteristici da adottarsi si procede con l'applicazione delle Norme UNI EN 11035, che hanno per oggetto valori formulati per il legno nuovo; considerando il legname di provenienza Italiana a pag 7 si estrapola la Tabella in cui come riferimento si può assumere quanto indicato per il castagno, vista la categoria unica prevista S.1:

Castagno Italia

Corrispondenza con le classi di resistenza della UNI EN 338

D24

Categoria resistente

S

Flessione (5-percentile), N/mm<sup>2</sup>

$f_{m,k}$  28

Trazione parallela alla fibratura (5-percentile), N/mm<sup>2</sup>

$f_{t,0,k}$  17

Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), N/mm<sup>2</sup>

$f_{t,90,k}$  0,6

Compressione parallela alla fibratura (5-percentile), N/mm<sup>2</sup>

$f_{c,0,k}$  22

Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), N/mm<sup>2</sup>

$f_{c,90,k}$  7,3

Taglio (5-percentile), N/mm<sup>2</sup>

$f_{v,k}$  4,0

Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio), kN/mm<sup>2</sup>

$E_{0,mean}$  12,5

Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile), kN/mm<sup>2</sup>

$E_{0,05}$  10,5

Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio), kN/mm <sup>2</sup>	E <sub>90,mean</sub> 0,83
Modulo di taglio (medio), kN/mm <sup>2</sup>	G <sub>mean</sub> 0,78
Massa volumica (5-percentile), kg/m <sup>3</sup>	ρ <sub>k</sub> 485
Massa volumica (media), kg/m <sup>3</sup>	ρ <sub>mean</sub> 580

La classe di utilizzo, oggi denominata di servizio, è la 2 (vedasi tabella UNI EN 335):  
interno, coperto. Umidità del legno occasionalmente > 20%.

## 2.2 Verifiche statiche elementi lignei esistenti ed individuazione degli interventi strutturali

Sulla base dei rilievi delle dimensioni degli elementi e della classificazione del materiale legnoso sono stati effettuati calcoli statici sui vari elementi (travi di colmo, travi di bordo, puntoni) per i seguenti carichi previsti :

peso specifico legno:	5.8 kN/mc
falsi puntoni:	0.1 kN/mq
tavolato e listelli:	0.3 kN/mq
coppi:	0.8 kN/mq
Totale carico permanente	1.2 kN/mq

carico neve 1.25 kN/mq

CARICO NEVE lavoro : GAVI\_\_

Unità di misura : m ; KN/mq ; KN/m

Zona 1

Altitudine [m]: 233

Periodo di Ritorno [anni]: 50

qsk (carico neve al suolo) = 1.5522

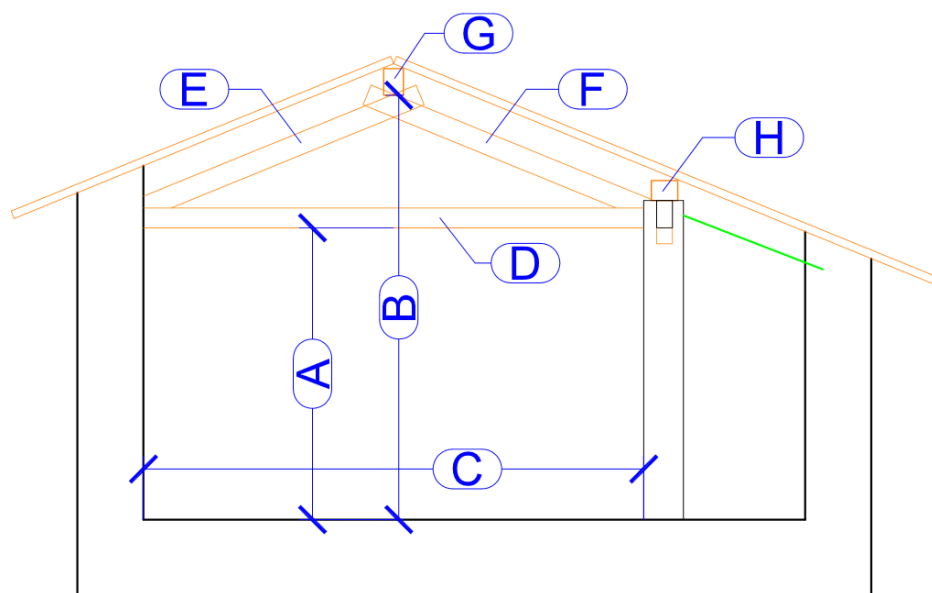
COPERTURA A DUE FALDE

alfa1 (inclinazione della falda1 [°]) = 20

alfa2 (inclinazione della falda2 [°]) = 20

	mu	qs	qe
mu1(alfa1)	.8	1.2418	.638
0.5mu1(alfa1)	.4	.6209	.08
mu1(alfa2)	.8	1.2418	.638
0.5mu1(alfa2)	.4	.6209	.08

Nelle seguenti tabelle vengono riportate le dimensioni rilevate per i vari elementi nonché i carichi e l'entità delle caratteristiche della sollecitazione (M, T) agenti sulle travi di colmo (G) e di bordo (H).



N° CAPRIATA	A	B	C	D		E		F	
				b	h	b	h	b	h
1	213	303	378	14	15	14	19	15.5	16
2	220	315	375	15	16	17.5	16	14	20.5
3	226	318	375	14	14	15	13.5	14	16
4	218	323	375	17	15.5	15	17	17	19
5	221	321	373	20	16.5	17	20	16	17
6	220	330	369	15	13.5	13	14	16.5	17.5
7	220	340	374	19	17	18	18	16.5	18
8	214	338	369	14.5	15	14.5	16	9	13.5
9	217	344	343	20	18	16.5	16.5	16	17.5
10	213	347	373	16	15	14	16	16	17
11	212	347	373	15	16	15	17	15	15
12	210	345	376	18.5	15.5	15	15	15	17.5
13	204	346	376	18	16.5	14.5	16	14.5	16
14	208	343	378	12	15.5	14.5	15	14	13
15	208	343	381	16.5	16.5	15	14	14	12
16	208	349	386	15	15.5	15.5	17.5	17.5	15
17	209	345	435	15.5	18.5	17.5	15.5	17.5	15.5
18	209	344	448	17	15	16	16	14.5	13.5



	interasse	COLMO G			TRAVE BORDO H			COLMO G			TRAVE BORDO H			AVE BORDO		
		b	h		b	h		[daN/cm]	qp	qneve	[daN/cm]	M perm	M p+q	[daN/cm]	M perm	M p+q
CAMPATA								[daN/cm]			[daN/cm]			[daN/cm]		
a	366	16	21	16	16	16		52993	2.36	2.26	103637	2.11	2.04	39434	77615	1076
b	412	15	19.5	16	16	16		66798	2.32	2.24	131287	2.10	2.03	51529	101404	1213
c	400	15	20	22	16	16	inclin.	62888	2.32	2.24	123490	2.15	2.03	49448	96072	1192
d	416	15	20	24	14	14	inclin.	68296	2.32	2.24	134108	2.14	2.03	53839	104823	1240
e	438	16	20	22.5	18	18		76100	2.32	2.23	149036	2.18	2.02	61467	118587	1317
f	410	14.5	13	24	15	15	inclin.	63417	2.22	2.20	126229	2.14	2.01	51989	100860	1214
g	420	20	12	23	16	16	inclin.	68467	2.28	2.23	135436	2.16	2.03	55422	107446	1256
h	400	14.5	13.5	23	15	15	inclin.	60321	2.23	2.20	119952	2.13	2.01	48941	95134	1180
i	391	15	11.5	23	16	16		53304	2.07	2.05	106140	2.07	1.93	45047	87123	1112
l	363	16	16	24	18	18		50422	2.29	2.23	99534	2.19	2.02	40288	77460	1085
m	343	16	16	24	16	16	inclin.	44714	2.29	2.23	88265	2.17	2.02	34856	67429	1015
n	447	14	13.5	15	18	18		77402	2.26	2.24	154126	2.11	2.03	62303	122382	1326
o	398	10	11	16	23	23		59429	2.22	2.24	119555	2.17	2.03	49163	95327	1190
p	423	19	14	25	20	20	inclin.	70655	2.32	2.26	139359	2.25	2.04	58635	111832	1296
q	410	13	13	22	16	16	inclin.	65056	2.28	2.27	129910	2.17	2.05	52751	102533	1234
r	395	13	12	21	16	16	inclin.	60704	2.30	2.30	121452	2.18	2.06	48575	94643	1193
s	290	13	13	16	13	13	inclin.	35410	2.59	2.60	70899	2.25	2.22	24293	48240	905
t	390	18	13	25	19	19		69376	2.70	2.67	138015	2.44	2.26	52956	101898	1305
u	273	15	15	14	17	17		32438	2.70	2.67	64530	2.44	2.26	22781	43835	892

Le risultanze delle verifiche, riportate nella seguente tabella, evidenziano in colore rosso gli elementi problematici di cui deve essere prevista la sostituzione (SG, SH), per gli elementi lignei maggiormente degradati, o ove possibile il rinforzo (RG, RH), così come indicato nelle tavole di progetto.

	interasse	COLMO G		TRAVE BORDO H		
CAMPATA		b	h	b	h	
<b>a</b>	366	16	21	16	16	RH (fess)
<b>b</b>	412	15	19.5	16	16	RH
<b>c</b>	400	15	20	22	16	
<b>d</b>	416	15	20	24	14	RH
<b>e</b>	438	16	20	22.5	18	RH (fess)
<b>f</b>	410	14.5	13	24	15	SG/SH
<b>g</b>	420	20	12	23	16	RG
<b>h</b>	400	14.5	13.5	23	15	SG/SH
<b>i</b>	391	15	11.5	23	16	SG/SH
<b>l</b>	363	16	16	24	18	RH
<b>m</b>	343	16	16	24	16	
<b>n</b>	447	14	13.5	15	18	RG/RH
<b>o</b>	398	10	11	16	23	SG/SH
<b>p</b>	423	19	14	25	20	RG
<b>q</b>	410	13	13	22	16	RG
<b>r</b>	395	13	12	21	16	RG
<b>s</b>	290	13	13	16	13	RG/SH
<b>t</b>	390	18	13	25	19	RG
<b>u</b>	273	15	15	14	17	

### 3 Relazione di calcolo interventi in progetto

#### 3.1 Descrizione interventi

La copertura ha una superficie di circa 560 mq, il rifacimento dovrà essere preceduto dalla predisposizione delle necessarie opere provvisorie per l'accesso all'area di lavoro nonché per la protezione dei lavoratori dal rischio di caduta dall'alto.

Gli interventi strutturali in progetto consistono - previo smontaggio del manto di copertura e, nelle zone previste, della piccola orditura lignea esistente, con cernita e accatastamento in cantiere del materiale riutilizzabile - nella sostituzione degli elementi lignei maggiormente degradati o nel rinforzo ove necessario, così come indicato nella tavola di progetto.

Il rinforzo delle travi di colmo (RG) avverrà tramite la posa sull'estradosso del trave esistente di un nuovo trave connesso con apposite viti a quello esistente. Il rinforzo dei travi di bordo (RH) si realizzerà con la posa di piatti in acciaio all'intradosso, nonché all'estradosso nelle zone appoggi, anch'essi connessi con apposite viti acciaio-legno.

Su tutte le capriate sono previsti interventi di miglioramento delle connessioni dei nodi tramite : la posa, all'intradosso dei puntoni sul nodo alto, di staffe d'acciaio connesse con viti acciaio-legno; la posa di doppie barre filettate esterne alla sezione, messe in tensione su spezzoni di profilati a U, per impedire lo scorrimento dei nodi inferiori puntone-catena. Inoltre su alcuni nodi all'interno del muro, ove il legno è apparso meno consistente a causa di umidità, sono stati previsti interventi di rinforzo delle teste d'appoggio con barre d'acciaio incollate con resina epossidica ed in altri casi l'intervento di ricostruzione della testata con apposite protesi.

Sulla capriata 8 l'intervento consisterà, oltre che con gli interventi già descritti, anche nel rinforzo dei due puntoni, andando a ricostituire una sezione piena con tavole incollate con resina epossidica bicomponente e collegate all'esistente con connettori a tutto filetto. La catena dovrà essere inoltre irrobustita con rinforzo intradossale con piatti metallici, del tipo di quello previsto per le travi di bordo.

Nelle zone ove è stata prevista la sostituzione dei travi si dovranno posare nuovi elementi falsi puntoni di sezione 10x10 con passo massimo di 55 cm. Sugli stessi verranno collocati nuovi assi trasversali di spessore 3 cm, tipo quelli preesistenti, sui quali verrà avvitato un nuovo tavolato ligneo di rinforzo, quest'ultimo esteso a tutta la copertura anche per il miglioramento del comportamento sismico. Detto tavolato, di spessore cm 2,5, dovrà essere ancorato con chiodi ai travetti secondari e con viti di adeguata lunghezza alle terzere e al colmo.

Sul tavolato, in corrispondenza e parallelamente ai sottostanti puntoni, verranno posati dei listelli 4x3 cm e su di questi i listelli trasversali 5x4 cm a passo 32/34 cm di appoggio del manto di copertura in coppi, realizzato con manto inferiore in coppi nuovi e manto superiore in coppi vecchi.

### 3.2 Modello di calcolo

Allo scopo di analizzare il comportamento sismico della struttura è stato creato un modello di calcolo ad elementi finiti.

#### NORMATIVE DI RIFERIMENTO

L'analisi della struttura in oggetto e' stata fatta utilizzando i metodi usuali della Scienza delle Costruzioni ed in conformita' alle normative e leggi vigenti:

- D.M. 14/1/2008: Norme tecniche per le costruzioni.

#### SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

La struttura e' stata schematizzata escludendo il contributo degli elementi aventi rigidezza e resistenza trascurabili a fronte dei principali. E' quindi stata considerata l'orditura a telaio tridimensionale. **Stante la modularità della struttura, la schematizzazione adottata è limitata alla rappresentazione di n°3 campate della manica, sostenute da n°4 capriate.**

#### MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

La struttura e' modellata con il metodo degli elementi finiti, applicato a sistemi tridimensionali. Gli elementi utilizzati sono sia monodimensionali (trave con eventuali sconnessioni interne), che bidimensionali (piastre e membrane triangolari e quadrangolari). I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidezza elastica, oppure come elementi asta poggianti su suolo elastico. Le sezioni oggetto di verifica nelle travi sono stampate a passo costante; dei gusci si conoscono le sollecitazioni nel baricentro dell'elemento stesso.

#### SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI

In accordo con le sopracitate normative, sono state considerate nei calcoli le seguenti azioni:

- pesi propri strutturali
- carichi permanenti portati dalla struttura
- carichi variabili sui solai, neve, vento.
- forze di piano simulanti il sisma, ricavate tramite analisi statica semplificata
- distorsioni termiche

Le condizioni ed i casi di carico prese in conto nei calcolo sono specificate nella stampa dei dati di input.

#### MODELLAZIONE DELLE AZIONI

Le azioni sono state modellate tramite opportuni carichi concentrati e distribuiti su nodi ed aste.

#### MODELLAZIONE DEI MATERIALI

I materiali costituenti la struttura sono considerati elastici e con comportamento lineare. Le loro caratteristiche sono specificate nella stampa dei dati di input.

#### TIPO DI ANALISI

Le analisi strutturali condotte sono statiche in regime lineare. Il metodo di calcolo e' ad elementi finiti. Il calcolo sismico e' stato effettuato tramite analisi statica semplificata.

## INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica si è fatto ricorso all'elaboratore elettronico utilizzando il seguente programma di calcolo:

DOLMEN WIN (R), versione 17.0 del 2017 prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F.

Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, ed è stata scritta utilizzando i linguaggi Fortran e C. DOLMEN WIN permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed il guscio, sia rettangolare che triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidezza elastica.

A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

## GRADO DI AFFIDABILITA' DEL CODICE

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, come indicato nel paragrafo precedente. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. È possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

## MOTIVAZIONE DELLA SCELTA DEL CODICE

DOLMEN WIN permette in campo elastico lineare un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura, tenendo conto del comportamento irrigidente di setti anche complessi e solai considerati con la loro effettiva rigidezza. È possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh via via più dettagliate.

## ESAME DEI RISULTATI E CONTROLLI:

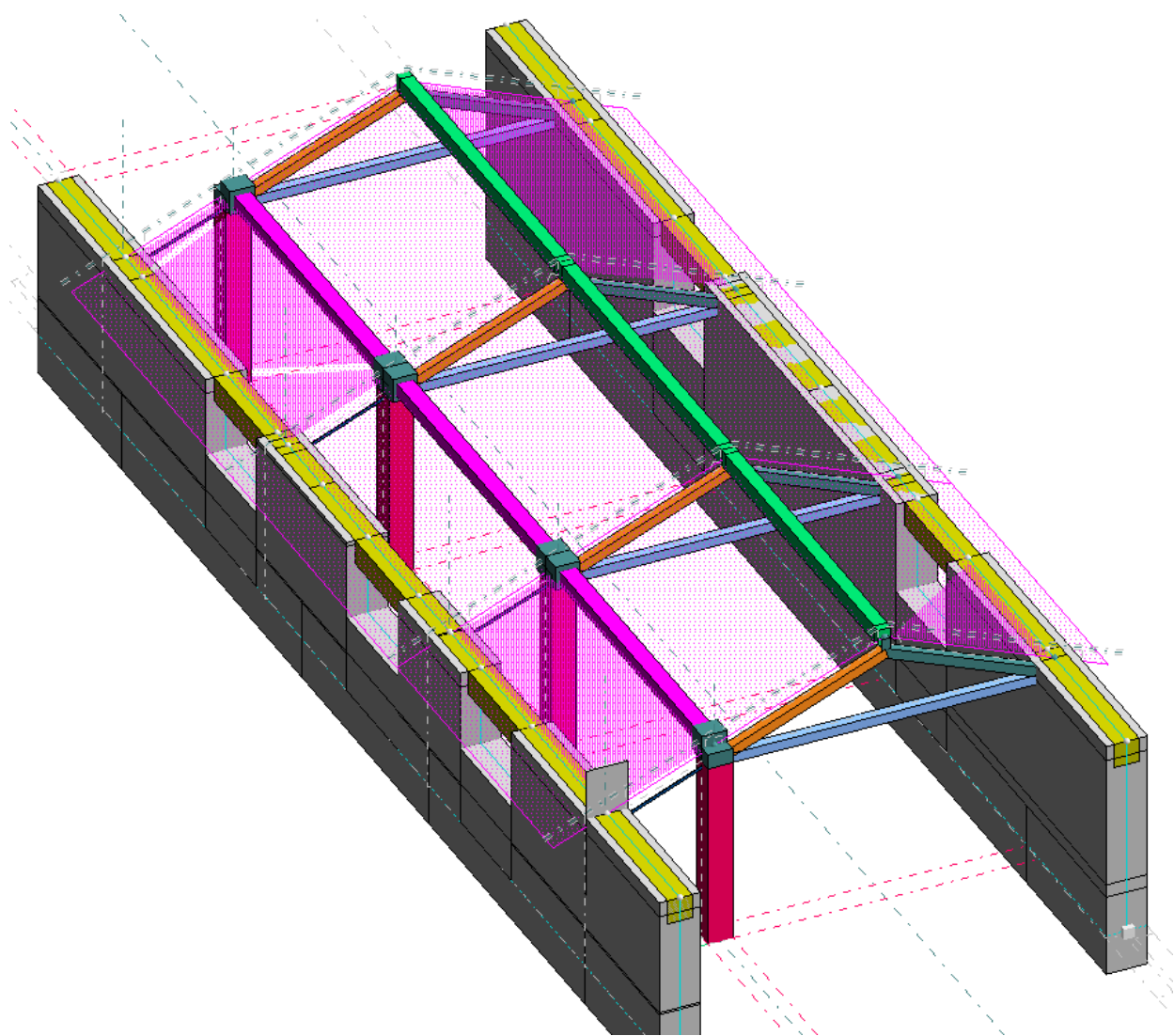
### VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO

Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura da origine a sollecitazioni simmetriche.

### GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con calcolazioni di massima eseguite manualmente porta ad confermare la validità dei risultati.

#### 3.2.1 RAFFIGURAZIONE MODELLO DI CALCOLO F.E.M.



### 3.2.2 DATI STRUTTURA:

\*\*\* DATI STRUTTURA

Unita` di misura :  
 LUNGHEZZE : cm  
 SUPERFICI : cm2  
 DATI SEZIONALI : cm  
 ANGOLI : gradi  
 FORZE : daN  
 MOMENTI : daNcm  
 CARICHI LINEARI : daN/cm  
 CARICHI SUPERFIC.: daN/cm2  
 TENSIONI : daN/cm2  
 PESI DI VOLUME : daN/cm3  
 COEFF. DI WINKLER: daN/cm3  
 RIGIDEZZE VINCOL.: daN/cm - daNcm/rad

NODI--	-----	-----	-----	-----	-----	num.=
Nome	Coord. X	Coord. Y	Coord. Z			106
1	7592.800	393.000	0.000			
2	7592.800	393.000	227.500			
3	7592.800	802.900	227.500			
4	7592.800	598.000	311.700			
5	7019.300	802.900	66.000			
6	7149.300	802.900	66.000			
11	6805.000	802.900	0.000			
12	6805.000	802.900	66.000			
14	7641.100	802.900	66.000			
15	7771.100	802.900	66.000			
20	7395.200	802.900	0.000			
21	7395.200	802.900	66.000			
25	7974.500	802.900	0.000			
26	7974.500	802.900	66.000			
27	7019.300	263.400	47.500			
28	7149.300	263.400	47.500			
33	6804.700	263.400	0.000			
34	6804.700	263.400	47.500			
36	7380.500	263.400	47.500			
37	7510.500	263.400	47.500			
40	7264.900	263.400	187.500			
42	7264.900	263.400	0.000			
43	7264.900	263.400	47.500			
44	7670.300	263.400	47.500			
45	7800.300	263.400	47.500			
50	7590.400	263.400	0.000			
51	7590.400	263.400	47.500			
55	7989.700	263.400	0.000			
56	7989.700	263.400	47.500			
58	7592.800	263.400	174.300			
60	7592.800	598.000	330.000			
61	7592.800	393.000	245.800			
62	7592.800	802.900	245.800			
73	7176.800	393.000	0.000			
74	7176.800	393.000	227.500			
75	7176.800	802.900	227.500			
76	7176.800	598.000	311.700			
78	7176.800	263.400	174.300			
80	7176.800	598.000	330.000			
81	7176.800	393.000	245.800			
82	7176.800	802.900	245.800			
83	6760.800	393.000	0.000			
84	6760.800	393.000	227.500			
85	6760.800	802.900	227.500			
86	6760.800	598.000	311.700			
88	6760.800	263.400	174.300			
90	6760.800	598.000	330.000			
91	6760.800	393.000	245.800			
92	6760.800	802.900	245.800			
93	7992.800	393.000	0.000			
94	7992.800	393.000	227.500			
95	7992.800	802.900	227.500			
96	7992.800	598.000	311.700			
98	7992.800	263.400	174.300			
100	7992.800	598.000	330.000			
101	7992.800	393.000	245.800			
102	7992.800	802.900	245.800			
103	7592.800	263.400	192.600			
104	7176.800	263.400	192.600			
105	6760.800	263.400	192.600			
107	7992.800	263.400	192.600			
108	6785.800	393.000	245.800			
109	7151.800	393.000	245.800			
110	7201.800	393.000	245.800			
111	7567.800	393.000	245.800			
112	7617.800	393.000	245.800			
113	7967.800	393.000	245.800			
138	6804.700	263.400	192.600			
139	6590.100	263.400	192.600			
140	7264.900	263.400	192.600			

141	7019.300	263.400	192.600
142	7149.300	263.400	192.600
143	7590.400	263.400	192.600
144	7380.500	263.400	192.600
145	7510.500	263.400	192.600
146	7670.300	263.400	192.600
147	7800.300	263.400	192.600
148	7989.700	263.400	192.600
149	8179.100	263.400	192.600
150	7590.400	263.400	174.300
151	7989.700	263.400	174.300
162	6805.000	802.900	245.800
163	6590.800	802.900	245.800
164	7395.200	802.900	245.800
165	7019.300	802.900	245.800
166	7149.300	802.900	245.800
167	7641.100	802.900	245.800
168	7771.100	802.900	245.800
169	7974.500	802.900	245.800
170	8177.900	802.900	245.800
171	6590.100	263.400	0.000
172	8179.100	263.400	0.000
173	6590.800	802.900	0.000
174	8177.900	802.900	0.000
175	6770.800	598.000	330.000
176	7166.800	598.000	330.000
177	7186.800	598.000	330.000
178	7582.800	598.000	330.000
179	7602.800	598.000	330.000
180	7982.800	598.000	330.000
181	6805.000	802.900	227.500
182	7176.800	802.900	66.000
183	7592.800	802.900	66.000
184	7974.500	802.900	227.500
185	6804.700	263.400	174.300
188	7176.800	263.400	47.500

ASTE--	-----	-----	-----	-----	-----	num.=	131
Nome	Proprieta'	Nodo iniz.	Nodo fin.	Rilasci in.	Rilasci fin.		Orient.
1	1	1	2	Ry	Ry		0.0
2	2	2	3	RZ	RZ		0.0
3	3	2	4	RZ	RZ		0.0
4	4	4	3	RZ	RZ		0.0
55	15	150	58				0.0
65	1	3	62				0.0
68	17	58	2	FUNE			0.0
72	18	4	60		RZ		0.0
73	1	2	61				0.0
85	1	73	74	Ry	Ry		0.0
86	2	74	75	RZ	RZ		0.0
87	3	74	76	RZ	RZ		0.0
88	4	76	75	RZ	RZ		0.0
89	1	75	82				0.0
90	17	78	74	FUNE			0.0
91	1	78	104		RxRy		0.0
92	18	76	80		RZ		0.0
93	1	74	81				0.0
95	1	83	84	Ry	Ry		0.0
96	2	84	85	RZ	RZ		0.0
97	3	84	86	RZ	RZ		0.0
98	4	86	85	RZ	RZ		0.0
100	17	88	84	FUNE			0.0
102	18	86	90		RZ		0.0
103	1	84	91				0.0
105	1	93	94	Ry	Ry		0.0
106	2	94	95	RZ	RZ		0.0
107	3	94	96	RZ	RZ		0.0
108	4	96	95	RZ	RZ		0.0
110	17	98	94	FUNE			0.0
112	18	96	100		RZ		0.0
113	1	94	101				0.0
115	19	90	175				0.0
116	19	80	177				0.0
117	19	60	179				0.0
119	1	81	110				0.0
120	1	61	112				0.0
129	1	91	108				0.0
130	20	108	109	RZ	RZ		0.0
131	1	109	81				0.0
132	20	110	111	RZ	RZ		0.0
133	1	111	61				0.0
134	20	112	113	RZ	RZ		0.0
137	1	113	101				0.0
224	11	27	28	RxRyRZ	RyRZ		0.0
225	13	33	34	Ry			0.0
226	13	34	185				0.0
227	13	34	27				0.0
229	11	36	37	RxRyRZ	RyRZ		0.0
230	14	42	43	Ry			0.0
232	14	28	188				0.0
233	14	43	36				0.0
234	1	138	141				0.0
235	1	141	142				0.0



237	11	44	45	RxRyRz	RyRz	0.0
238	15	50	51	Ry		0.0
240	15	37	51			0.0
241	15	51	44			0.0
242	1	140	144			0.0
243	1	144	145			0.0
244	1	145	143			0.0
246	1	146	147			0.0
247	1	147	148			0.0
249	16	55	56	Ry		0.0
250	16	45	56			0.0
251	16	56	151			0.0
252	14	40	140			0.0
254	1	139	105	RxRyRz		0.0
255	1	105	138			0.0
256	14	43	40			0.0
258	1	142	104			0.0
259	1	104	140			0.0
260	15	51	150			0.0
261	15	150	143		RxRy	0.0
262	1	143	103			0.0
263	1	103	146			0.0
264	1	148	107			0.0
265	1	107	149		RyRz	0.0
266	15	151	98			0.0
267	16	151	148		RxRy	0.0
300	6	5	6	RxRyRz	RyRz	0.0
301	8	11	12	Ry		0.0
302	8	12	181			0.0
303	8	12	5			0.0
305	6	14	15	RxRyRz	RyRz	0.0
306	9	20	21	Ry		0.0
307	9	21	164		RxRy	0.0
308	9	6	182			0.0
309	9	21	183			0.0
310	1	162	165			0.0
311	1	165	166			0.0
314	1	167	168			0.0
315	1	168	169			0.0
317	10	25	26	Ry		0.0
318	10	15	26			0.0
319	10	26	184			0.0
320	1	163	92	RxRyRz		0.0
321	1	92	162			0.0
322	1	166	82			0.0
323	1	82	164			0.0
324	1	164	62			0.0
325	1	62	167			0.0
326	1	169	102			0.0
327	1	102	170		RyRz	0.0
328	21	171	33			0.0
329	21	33	42			0.0
330	21	42	50			0.0
331	21	50	55			0.0
332	21	55	172			0.0
333	21	173	11			0.0
334	21	11	20			0.0
335	21	20	25			0.0
336	21	25	174			0.0
337	19	175	176			0.0
338	19	176	80			0.0
339	19	177	178			0.0
340	19	178	60			0.0
341	19	179	180			0.0
342	19	180	100			0.0
343	1	85	181			0.0
345	1	182	75			0.0
346	9	182	21			0.0
347	1	183	3			0.0
348	9	183	14			0.0
349	1	184	95			0.0
350	10	184	169		RxRy	0.0
351	1	88	185			0.0
352	13	185	138		RxRy	0.0
354	1	188	78			0.0
355	14	188	43			0.0
356	8	181	162		RxRy	0.0

GUSCI	RETTANGOLARI					num.=	13
Nome	Proprietà	Nodo 1	Nodo 2	Nodo 3	Nodo 4		
5	1	105	138	108	91		
6	1	138	141	109	108		
8	1	104	140	110	81		
9	1	145	143	61	111		
10	1	141	104	81	109		
11	1	140	145	111	110		
12	1	90	91	81	80		
13	1	80	81	61	60		
14	1	61	101	100	60		
15	1	103	107	101	61		
16	1	102	62	60	100		
17	1	62	82	80	60		
18	1	82	92	90	177		

PROPRIETA' ASTE----							num.=	18
Nome	Materiale	Base	Altezza	Area	Area tag. Y	Area tag. Z		
		Kw vertic.	Kw orizz.	J tors.	J fless. Y	J fless. Z		
1	4	30.00	30.00	9.00000E+02	7.50000E+02	7.50000E+02		
		0.000000	0.000000	1.14073E+05	6.75000E+04	6.75000E+04		
2	3	12.00	12.00	1.44000E+02	1.20000E+02	1.20000E+02		
		0.000000	0.000000	2.92028E+03	1.72800E+03	1.72800E+03		
3	3	12.00	12.00	1.44000E+02	1.20000E+02	1.20000E+02		
		0.000000	0.000000	2.92028E+03	1.72800E+03	1.72800E+03		
4	3	12.00	12.00	1.44000E+02	1.20000E+02	1.20000E+02		
		0.000000	0.000000	2.92028E+03	1.72800E+03	1.72800E+03		
6	4	50.00	132.00	6.60000E+03	5.50000E+03	5.50000E+03		
		0.000000	0.000000	4.18972E+06	1.37500E+06	9.58320E+06		
8	4	50.00	428.50	2.14250E+04	1.78542E+04	1.78542E+04		
		0.000000	0.000000	1.65416E+07	4.46354E+06	3.27824E+08		
9	4	50.00	491.80	2.45900E+04	2.04917E+04	2.04917E+04		
		0.000000	0.000000	1.91791E+07	5.12292E+06	4.95626E+08		
10	4	50.00	406.80	2.03400E+04	1.69500E+04	1.69500E+04		
		0.000000	0.000000	1.56374E+07	4.23750E+06	2.80499E+08		
11	4	50.00	95.00	4.75000E+03	3.95833E+03	3.95833E+03		
		0.000000	0.000000	2.65420E+06	9.89583E+05	3.57240E+06		
13	4	50.00	429.10	2.14550E+04	1.78792E+04	1.78792E+04		
		0.000000	0.000000	1.65666E+07	4.46979E+06	3.29203E+08		
14	4	50.00	231.20	1.15600E+04	9.63333E+03	9.63333E+03		
		0.000000	0.000000	8.32101E+06	2.40833E+06	5.14935E+07		
15	4	50.00	159.80	7.99000E+03	6.65833E+03	6.65833E+03		
		0.000000	0.000000	5.34684E+06	1.66458E+06	1.70027E+07		
16	4	50.00	378.80	1.89400E+04	1.57833E+04	1.57833E+04		
		0.000000	0.000000	1.44708E+07	3.94583E+06	2.26474E+08		
17	2	0.80	3.50	2.80000E+00	2.33333E+00	2.33333E+00		
		0.000000	0.000000	5.11333E-01	1.49333E-01	2.85833E+00		
18	4	10.00	10.00	1.00000E+02	8.33333E+01	8.33333E+01		
		0.000000	0.000000	1.40831E+03	8.33333E+02	8.33333E+02		
19	3	16.00	20.00	3.20000E+02	2.66667E+02	2.66667E+02		
		0.000000	0.000000	1.40137E+04	6.82667E+03	1.06667E+04		
20	3	20.00	16.00	3.20000E+02	2.66667E+02	2.66667E+02		
		0.000000	0.000000	1.40137E+04	1.06667E+04	6.82667E+03		
21	4	50.00	100.00	5.00000E+03	4.16667E+03	4.16667E+03		
		100.000000	100.000000	2.86098E+06	1.04167E+06	4.16667E+06		
PROPRIETA' GUSCI----							num.=	1
Nome	Materiale	Sp.membr.	Sp. piastra	Kw				
1	3	5.00	0.00	0.000000				
MATERIALI-----							num.=	3
Nome	Mod. elast.	Coeff. nu	Mod. tang.	Peso spec.	Dil. te.			
2	2.10000E+06	3.00000E-01	8.50000E+05	7.85000E-03	1.00000E-05			
3	1.00000E+05	2.50000E-01	6.00000E+03	6.00000E-04	0.00000E+00			
4	1.74000E+04	2.00000E-01	5.80000E+03	2.10000E-03	6.00000E-06			
VINCOLI-----							num.=	15
Nodo	Rigid. X	Rigid. Y	Rigid. Z	Rigid. RX	Rigid. RY	Rigid. RZ		
171	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato		
33	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato		
173	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato		
11	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato		
20	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato		
25	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato		
174	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato		
172	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato		
55	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato		
50	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato		
42	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato		
93	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato		
1	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato		
73	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato		
83	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato	bloccato		
CARICHI NODI-----							num.=	303
Nome	Nodo Direzione Intensita'							
1 -	170 : Forze Sismiche (Analisi Semplificata)							
171 -	303 : Momenti Torcenti Addizionali							
CARICHI DI SOLAIO-----							num.=	4
Nome	Cos X	Cos Y	Cos Z	Cond. Rifer.	Intens.	Quota		
1	0.0000	0.9250	0.3799	2 glob	-0.01200	165.90		
2	0.0000	-0.9250	0.3799	2 glob	-0.01200	219.10		
3	0.0000	0.9250	0.3799	3 pro	-0.01250	165.90		
4	0.0000	-0.9250	0.3799	3 pro	-0.01250	219.10		
CARICHI ASTE-----							num.=	211
Nome	Asta	Dir	Tip	RIF	Parametro 1	Parametro 2	Parametro 3	Parametro 4
304 S001-p_permanenti	129	Z	FT glo		-2.170	-2.170	0.000	0.000
305 S001-p_permanenti	131	Z	FT glo		-2.170	-2.170	0.000	0.000
306 S001-p_permanenti	119	Z	FT glo		-2.170	-2.170	0.000	0.000
307 S001-p_permanenti	133	Z	FT glo		-2.170	-2.170	0.000	0.000
308 S001-p_permanenti	120	Z	FT glo		-2.170	-2.170	0.000	0.000
309 S001-p_permanenti	137	Z	FT glo		-2.170	-2.170	0.000	0.000
310 S001-p_permanenti	130	Z	FT glo		-2.170	-2.170	0.000	0.000
311 S001-p_permanenti	132	Z	FT glo		-2.170	-2.170	0.000	0.000
312 S001-p_permanenti	134	Z	FT glo		-2.170	-2.170	0.000	0.000
313 S001-p_permanenti	234	Z	FT glo		-1.684	-1.684	0.000	0.000

314	S001-p_permanenti	235	Z	FT	glo	-1.684	-1.684	0.000	0.000
315	S001-p_permanenti	242	Z	FT	glo	-1.684	-1.684	0.000	0.000
316	S001-p_permanenti	243	Z	FT	glo	-1.684	-1.684	0.000	0.000
317	S001-p_permanenti	244	Z	FT	glo	-1.684	-1.684	0.000	0.000
318	S001-p_permanenti	246	Z	FT	glo	-1.684	-1.684	0.000	0.000
319	S001-p_permanenti	247	Z	FT	glo	-1.684	-1.684	0.000	0.000
320	S001-p_permanenti	255	Z	FT	glo	-1.684	-1.684	0.000	0.000
321	S001-p_permanenti	258	Z	FT	glo	-1.684	-1.684	0.000	0.000
322	S001-p_permanenti	259	Z	FT	glo	-1.684	-1.684	0.000	0.000
323	S001-p_permanenti	262	Z	FT	glo	-1.684	-1.684	0.000	0.000
324	S001-p_permanenti	263	Z	FT	glo	-1.684	-1.684	0.000	0.000
325	S001-p_permanenti	264	Z	FT	glo	-1.684	-0.841	0.000	0.000
326	S001-p_permanenti	115	Z	FT	glo	-1.330	-1.330	0.000	0.000
327	S001-p_permanenti	340	Z	FT	glo	-1.330	-1.330	0.000	0.000
328	S001-p_permanenti	117	Z	FT	glo	-1.330	-1.330	0.000	0.000
329	S001-p_permanenti	342	Z	FT	glo	-1.330	-1.330	0.000	0.000
330	S001-p_permanenti	116	Z	FT	glo	-1.330	-1.330	0.000	0.000
331	S001-p_permanenti	338	Z	FT	glo	-1.330	-1.330	0.000	0.000
332	S001-p_permanenti	337	Z	FT	glo	-1.330	-1.330	0.000	0.000
333	S001-p_permanenti	339	Z	FT	glo	-1.330	-1.330	0.000	0.000
334	S001-p_permanenti	341	Z	FT	glo	-1.330	-1.330	0.000	0.000
335	S002-p_permanenti	310	Z	FT	glo	-2.173	-2.173	0.000	0.000
336	S002-p_permanenti	311	Z	FT	glo	-2.173	-2.173	0.000	0.000
337	S002-p_permanenti	314	Z	FT	glo	-2.173	-2.173	0.000	0.000
338	S002-p_permanenti	315	Z	FT	glo	-2.173	-2.173	0.000	0.000
339	S002-p_permanenti	321	Z	FT	glo	-2.173	-2.173	0.000	0.000
340	S002-p_permanenti	322	Z	FT	glo	-2.173	-2.173	0.000	0.000
341	S002-p_permanenti	323	Z	FT	glo	-2.173	-2.173	0.000	0.000
342	S002-p_permanenti	324	Z	FT	glo	-2.173	-2.173	0.000	0.000
343	S002-p_permanenti	325	Z	FT	glo	-2.173	-2.173	0.000	0.000
344	S002-p_permanenti	326	Z	FT	glo	-2.173	-2.173	0.000	0.000
345	S002-p_permanenti	115	Z	FT	glo	-1.330	-1.330	0.000	0.000
346	S002-p_permanenti	340	Z	FT	glo	-1.330	-1.330	0.000	0.000
347	S002-p_permanenti	117	Z	FT	glo	-1.330	-1.330	0.000	0.000
348	S002-p_permanenti	342	Z	FT	glo	-1.330	-1.330	0.000	0.000
349	S002-p_permanenti	116	Z	FT	glo	-1.330	-1.330	0.000	0.000
350	S002-p_permanenti	338	Z	FT	glo	-1.330	-1.330	0.000	0.000
351	S002-p_permanenti	337	Z	FT	glo	-1.330	-1.330	0.000	0.000
352	S002-p_permanenti	339	Z	FT	glo	-1.330	-1.330	0.000	0.000
353	S002-p_permanenti	341	Z	FT	glo	-1.330	-1.330	0.000	0.000
354	S001-Neve	129	Z	FT	glo	-2.091	-2.091	0.000	0.000
355	S001-Neve	131	Z	FT	glo	-2.091	-2.091	0.000	0.000
356	S001-Neve	119	Z	FT	glo	-2.091	-2.091	0.000	0.000
357	S001-Neve	133	Z	FT	glo	-2.091	-2.091	0.000	0.000
358	S001-Neve	120	Z	FT	glo	-2.091	-2.091	0.000	0.000
359	S001-Neve	137	Z	FT	glo	-2.091	-2.091	0.000	0.000
360	S001-Neve	130	Z	FT	glo	-2.091	-2.091	0.000	0.000
361	S001-Neve	132	Z	FT	glo	-2.091	-2.091	0.000	0.000
362	S001-Neve	134	Z	FT	glo	-2.091	-2.091	0.000	0.000
363	S001-Neve	234	Z	FT	glo	-1.623	-1.623	0.000	0.000
364	S001-Neve	235	Z	FT	glo	-1.623	-1.623	0.000	0.000
365	S001-Neve	242	Z	FT	glo	-1.623	-1.623	0.000	0.000
366	S001-Neve	243	Z	FT	glo	-1.623	-1.623	0.000	0.000
367	S001-Neve	244	Z	FT	glo	-1.623	-1.623	0.000	0.000
368	S001-Neve	246	Z	FT	glo	-1.623	-1.623	0.000	0.000
369	S001-Neve	247	Z	FT	glo	-1.623	-1.623	0.000	0.000
370	S001-Neve	255	Z	FT	glo	-1.623	-1.623	0.000	0.000
371	S001-Neve	258	Z	FT	glo	-1.623	-1.623	0.000	0.000
372	S001-Neve	259	Z	FT	glo	-1.623	-1.623	0.000	0.000
373	S001-Neve	262	Z	FT	glo	-1.623	-1.623	0.000	0.000
374	S001-Neve	263	Z	FT	glo	-1.623	-1.623	0.000	0.000
375	S001-Neve	264	Z	FT	glo	-1.623	-0.810	0.000	0.000
376	S001-Neve	115	Z	FT	glo	-1.281	-1.281	0.000	0.000
377	S001-Neve	340	Z	FT	glo	-1.281	-1.281	0.000	0.000
378	S001-Neve	117	Z	FT	glo	-1.281	-1.281	0.000	0.000
379	S001-Neve	342	Z	FT	glo	-1.281	-1.281	0.000	0.000
380	S001-Neve	116	Z	FT	glo	-1.281	-1.281	0.000	0.000
381	S001-Neve	338	Z	FT	glo	-1.281	-1.281	0.000	0.000
382	S001-Neve	337	Z	FT	glo	-1.281	-1.281	0.000	0.000
383	S001-Neve	339	Z	FT	glo	-1.281	-1.281	0.000	0.000
384	S001-Neve	341	Z	FT	glo	-1.281	-1.281	0.000	0.000
385	S002-Neve	310	Z	FT	glo	-2.094	-2.094	0.000	0.000
386	S002-Neve	311	Z	FT	glo	-2.094	-2.094	0.000	0.000
387	S002-Neve	314	Z	FT	glo	-2.094	-2.094	0.000	0.000
388	S002-Neve	315	Z	FT	glo	-2.094	-2.094	0.000	0.000
389	S002-Neve	321	Z	FT	glo	-2.094	-2.094	0.000	0.000
390	S002-Neve	322	Z	FT	glo	-2.094	-2.094	0.000	0.000
391	S002-Neve	323	Z	FT	glo	-2.094	-2.094	0.000	0.000
392	S002-Neve	324	Z	FT	glo	-2.094	-2.094	0.000	0.000
393	S002-Neve	325	Z	FT	glo	-2.094	-2.094	0.000	0.000
394	S002-Neve	326	Z	FT	glo	-2.094	-2.094	0.000	0.000
395	S002-Neve	115	Z	FT	glo	-1.281	-1.281	0.000	0.000
396	S002-Neve	340	Z	FT	glo	-1.281	-1.281	0.000	0.000
397	S002-Neve	117	Z	FT	glo	-1.281	-1.281	0.000	0.000
398	S002-Neve	342	Z	FT	glo	-1.281	-1.281	0.000	0.000
399	S002-Neve	116	Z	FT	glo	-1.281	-1.281	0.000	0.000
400	S002-Neve	338	Z	FT	glo	-1.281	-1.281	0.000	0.000
401	S002-Neve	337	Z	FT	glo	-1.281	-1.281	0.000	0.000
402	S002-Neve	339	Z	FT	glo	-1.281	-1.281	0.000	0.000
403	S002-Neve	341	Z	FT	glo	-1.281	-1.281	0.000	0.000

PESI PROPRI ASTE--|-----|-----|-----|-----|-----|  
Cond. Nome Carichi Aste

1 404-514 1-4, 65, 68, 72-73, 85-93, 95-98, 100, 102-103, 105-108, 110, 112-113, 115-117, 119-120, 129-134, 137, 224-226, 229-230, 234-235, 237-238, 242-244, 246-247, 249, 251-252, 254-256, 258-267, 300-302, 305-307, 310-311, 314-315, 317, 319-342, 350, 352, 356

CARICHI DI LINEA	numero	coordinata	Cond.	Direz.	intensità	num.=
Nome	inizio	fine				

CONDIZIONI DI CARICO-----|-----|-----|-----|num.= 7

- 1 Peso\_proprio\_\_\_\_\_ N. carichi: 111  
Lista carichi: 404-514
- 2 Permanente\_\_\_\_\_ N. carichi: 50  
Lista carichi: 304-353
- 3 Neve\_(<1000m\_slm)\_\_\_ N. carichi: 50  
Lista carichi: 354-403
- 4 Sisma\_X N. carichi: 85  
Lista carichi: 1-85
- 5 Sisma\_Y N. carichi: 85  
Lista carichi: 86-170
- 6 Torcente\_add.\_X N. carichi: 48  
Lista carichi: 171-218
- 7 Torcente\_add.\_Y N. carichi: 85  
Lista carichi: 219-303

RISULTANTI DEI CARICHI (punto di applicazione nell'origine degli assi):

cond.	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.083942E+05	-6.010721E+07	8.002639E+08	0.000000E+00
2	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.069994E+04	-5.705220E+06	7.893054E+07	0.000000E+00
3	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.030999E+04	-5.497290E+06	7.605395E+07	0.000000E+00
4	1.326789E+04	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	2.777916E+06	-7.618640E+06
5	0.000000E+00	1.326789E+04	0.000000E+00	-2.777916E+06	0.000000E+00	9.795594E+07
6	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	3.387033E+03	-1.905235E+05
7	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	2.679527E+03	0.000000E+00	9.851403E+05

### 3.2.3 DATI ANALISI SISMICA:

-----  
 Analisi sismica - Statica lineare - ( NTC 2008 )  
 -----

#### DATI PROGETTO

Edificio sito in località GAVI ( long. 8.804 lat. 44.691100 )

Categoria del suolo di fondazione = A

Coeff. di amplificazione stratigrafica  $S_s = 1.000$

Coeff. di amplificazione topografica  $S_T = 1.200$

$S = 1.200$

Vita nominale dell'opera VN = 50 anni

Coefficiente d'uso CU = 1.0

Periodo di riferimento VR = 50.0

PVR : probabilità di superamento in VR = 10 %

Tempo di ritorno = 474

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :

ag 0.883 [g/10]

Fo 2.425

TC\* 0.270

Fattore di struttura q = 1.500

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.543

Coeff. lambda = 1.0000

Sd = 0.171 per T1 = 0.12

Numero condizioni generanti carichi sismici : 2

Cond. 001 : Peso\_proprio\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000

Cond. 002 : Permanente\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 004 : Sisma X

Cond. 005 : Sisma Y

Cond. 006 : Torcente add. X

Cond. 007 : Torcente add. Y

Carichi sismici :

Piani	Pesi	C. distr.	Forze piano	Torc. piano X	Torc. piano Y	Bar. X	Bar. Y
cm	daN		daN	daNcm	daNcm	cm	cm
47.5	36162	0.0593	2146	57896	127158	7377.7	572.7
174.3	14915	0.2177	3247	0	257998	7392.7	263.4
227.5	22769	0.2842	6472	132652	513578	7381.1	725.5
311.7	3603	0.3894	1403	0	86430	7376.9	598.0

DESCRIZIONE CASI DI CARICO:

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
2	SISMAX SLU	nessuna	somma	4	1.000	±		
				6	1.000	±		
3	SISMAY SLU	nessuna	somma	5	1.000	±		
				7	1.000	±		
4	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	2	1.000
				2	1.000	+	3	0.300
5	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	3	1.000
				2	1.000	+	2	0.300
6	SLD con SISMAX PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	2	1.000
				2	1.000	+	3	0.300
7	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	3	1.000
				2	1.000	+	2	0.300
8	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
9	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.200	+		
10	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
11	SLU Permanente	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		

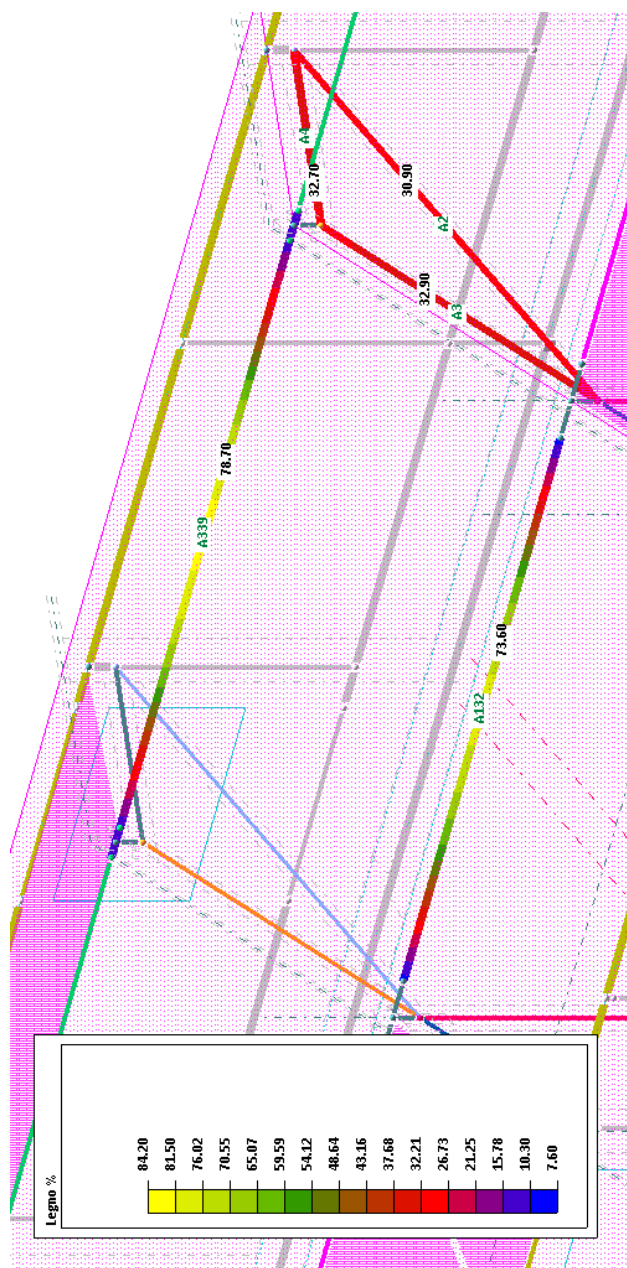
VERIFICA ASTE IN LEGNO:

## VERIFICA ASTE IN LEGNO - RELAZIONE SINTETICA

Lavoro : GAVI\_\_\_\_  
 Normativa : NTC08 - EC5 (UNI EN 1995-1-1)  
 Unità di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; daN/cm3.  
 Data : 18/11/2017 - 11:32  
 Numero aste : 5

## RESISTENZE LIMITE RAGGIUNTE (%) :

asta	sez	b	h	fsPfd	fsIf1	fsIto	fsTau	%	VE	
2	2	12.	12.	.312	0.000	.005	.015	31	si	CATENA
3	3	12.	12.	.068	.331	.317	.007	33	si	PUNTONE "F" LATO VALLE
4	4	12.	12.	.068	.330	.317	.007	33	si	PUNTONE "E" LATO CORTILE MONTE
132	20	20.	16.	.778	.786	.608	.076	79	si	TRAVE DI BORDO "H"
339	19	16.	20.	.840	.842	.706	.122	84	si	TRAVE DI COLMO "G"



## VERIFICA ASTE IN LEGNO

Lavoro : GAVI  
 Normativa : NTC08 - EC5 (UNI EN 1995-1-1)  
 Unità di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm<sup>2</sup>; daN/cm<sup>3</sup>.  
 Data : 18/11/2017 - 11:32  
 Numero aste : 5

### MATERIALE

Descrizione: Castagno/Italia  
 Norma : UNI EN 11035-2 Classe : D24  
 fmk = 280. ft0k= 170. ft90k=6. fc0k= 220. fc90k=73. fvk = 40.  
 E0m = 125000 E005= 105000 E90m =8300. Gm = 7800. G005= 6552.  
 Rok = .00047 Rom = .00057

### DATI [NTC08 4.4.6]

Tipo legno : Legno massiccio Riferimento : EN 14081.1  
 Classe di servizio: 2 ; gM= 1.5 ; kdef= 0.8 ; betaC= 0.2

classi di durata	kmod	ft0d *	fc0d	fmd *	fvd	Casi di carico
Permanente	.600	68.00	88.00	112.00	16.00	11
Lunga durata	.700	79.33	102.67	130.67	18.67	non prevista
Media durata	.800	90.67	117.33	149.33	21.33	non prevista
Breve durata	.900	102.00	132.00	168.00	24.00	1
Istantaneo	1.000	113.33	146.67	186.67	26.67	4, 5

(\*) valori per kh=1

## LEGENDA SIMBOLI

### DATI [NTC08 4.4.6]

Tipo legno : Legno massiccio Riferimento : EN 14081.1  
 Classe di servizio: 1 ; gM= 1.5 ; kdef= 0.6 ; betaC= 0.2

classi di durata	kmod	ft0d *	fc0d	fmd *	fvd	Casi di carico
Permanente	.600	44.00	72.00	72.00	13.60	1
Lunga durata	.700	51.33	84.00	84.00	15.87	non prevista
Media durata	.800	58.67	96.00	96.00	18.13	non prevista
Breve durata	.900	66.00	108.00	108.00	20.40	non prevista
Istantaneo	1.000	73.33	120.00	120.00	22.67	non prevista

(\*) valori per kh=1

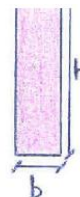
- gM = γM : coefficiente parziale per le proprietà dei materiali (γM=1,5 legno massiccio, 1,45 legno lamellare)  
 \* kmod : coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico che dell'umidità della struttura (Tabella 4.4.IV NTC 08)
- $ft0d = (ft0k / \gamma_M) \cdot k_{mod}$        $fc0d = (fc0k / \gamma_M) \cdot k_{mod}$   
 $fmd = (fmk / \gamma_M) \cdot k_{mod}$        $fvd = (fvk / \gamma_M) \cdot k_{mod}$

(Tabella 4.4.III NTC08)



N	b	h	A	Jz	Jy	Jtor	Km	Ksh
6	7	25	175	9114.6	714.6	2447.2	.7	1.

Moduli d'inerzia



Km: coefficiente che tiene conto della redistribuzione delle tensioni e dell'effetto delle non omogeneità del materiale [6.4.6 EC5]

Ksh: coefficiente che tiene conto della forma della sezione trasversale [4.4.8.1.10 NTC 08]

#### VERIFICHE

Rettangolare (sezione n. 6; b=7; h=25) ----- ASTA (113-114) 57  
Khz= 1 ; Khy= 1.165 ; Kht= 1

Coefficiente moltiplicatore dei valori caratteristici (legno massiccio 3.1 EC5, lamellare 3.2 EC5)

Instabilità flessionale					
AS	L0	Lam	LamRel	k	kc
Z	111.87	15.50	.239	.522	1.013
Y	111.87	55.36	.852	.918	.793

- As: asse
- L0: lunghezza libera d'inflessione
- Lam =  $\lambda$ : rapporto di snellezza
- LamRel:  $\lambda_{rel}$  (6.21 EC5)
- K (6.27 e 6.28 EC5)
- Kc (6.25 e 6.26 EC5)

Instabilità torsionale				
L0	Scrit	LamRel	k	crit
111.87	981.24	.428	1.000	
111.87	12516.	.120	1.000	

- Scrit =  $\sigma_{crit}$ : è la tensione critica a flessione (6.31 EC5)
- LamRel =  $\lambda_{rel}$ : snellezza relativa per flessione (6.30 EC5)
- Kcrit: coefficiente che tiene conto della resistenza a flessione ridotta dovuta allo sbandamento laterale (6.30 EC5)

SOLLECITAZIONI		Momenti agenti di calcolo			Sforzo normale agente di calcolo			Tagli agenti di calcolo	
Caso	Indice del caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY		
1-1	Indice del sestetto	-16998.3	0.0	0.0	152.5	0.0	303.8		

TENSIONI									
Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIfI	fsIt0	Ttozd	Tzd
1-1	.9	0.0	23.3	0.0	.344	0.000	.105	0.0	0.0

- St0d =  $\sigma_{0d}$ : tensione di progetto a trazione
- Sc0d =  $\sigma_{0d}$ : tensione di progetto a compressione
- Smzd =  $\sigma_{md}$ , Smyd =  $\sigma_{md}$  tensione di progetto a flessione
- fsPfd: fs maggiore tra (6.17-6.18-6.19-6.20 EC5)
- fsIfI: fs maggiore tra (6.23-6.24 EC5)
- fsIt0: fs (6.35 EC5)

Taglio e Torsione [4.4.8.1.10 NTC 08]

$$T_{tor} = \frac{M_{tor}}{a b^2} \rightarrow \alpha \text{ in tabella 1 pagina 3}$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot h} \cdot 1,5$$

$$f_{s\tau} = f_{st} \quad (4.4.10 \text{ NTC 08 se } \tau > \tau_{min\text{tor}})$$

$$4.4.8 \text{ NTC 08 se } \tau < \tau_{min\text{tor}}$$

# CASI DI CARICO

N	Descrizione	Soll.
1	SLU SENZA SISMA	1
4	SLU con SISMAX PRINC	16
5	SLU con SISMAX PRINC	16
11	SLU Permanente	1

# SEZIONI RETTANGOLARI

N	b	h	alfa	A	Jz	Jy	Jtor	Km	Ksh
2	12.	12.	4.808	144.	1728.	1728.	4320.	.7	1.15
3	12.	12.	4.808	144.	1728.	1728.	4320.	.7	1.15
4	12.	12.	4.808	144.	1728.	1728.	4320.	.7	1.15
20	20.	16.	4.525	320.	6826.7	10666.7	18450.5	.7	1.188
19	16.	20.	4.525	320.	10666.7	6826.7	18450.5	.7	1.188

# VERIFICHE

**Rettangolare (sezione n. 2; b=12; h=12) ----- ASTA (2-3) 2**  
 khz= 1.046 ; khy= 1.046 ; kht= 1.046

Instabilita' flessionale					Instabilita' torsionale				
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	409.95	118.34	1.724	2.129	.296	409.95	1906.9	.383	1.000
Y	409.95	118.34	1.724	2.129	.296	409.95	1906.9	.383	1.000

----- PROGR.( 1) 0.00

SOLLECITAZIONI		:		MZ		MY		MT		N		TZ		TY	
Caso															
1- 1				0.0		-27.5		-2.6		4068.2		-.1		23.0	
4- 6				0.0		-264.9		-.3		1425.2		-1.7		17.7	
11- 1				0.0		-14.1		-1.4		2149.8		0.0		23.0	

TENSIONI														
Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE	
1- 1	28.3	0.0	0.0	.1	.265	0.000	0.000	.01	0.0	.01	.2	.010	si	
4- 6	9.9	0.0	0.0	.9	.088	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.2	.007	si	
11- 1	14.9	0.0	0.0	0.0	.210	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.2	.015	si	

----- PROGR.( 5) 204.98

SOLLECITAZIONI		:		MZ		MY		MT		N		TZ		TY	
Caso															
1- 1				2359.0		-15.9		-2.6		4068.2		-.1		0.0	
4- 6				1814.6		73.5		-.3		1425.2		-1.7		0.0	
11- 1				2359.0		-8.7		-1.4		2149.8		0.0		0.0	

TENSIONI														
Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE	
1- 1	28.3	0.0	8.2	.1	.312	0.000	.002	.01	0.0	.01	0.0	0.000	si	
4- 6	9.9	0.0	6.3	.3	.117	0.000	.001	0.00	0.0	0.00	0.0	.001	si	
11- 1	14.9	0.0	8.2	0.0	.280	0.000	.005	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si	

----- PROGR.( 9) 409.95

SOLLECITAZIONI		:		MZ		MY		MT		N		TZ		TY	
Caso															
1- 1				0.0		-4.2		-2.6		4068.2		-.1		-23.0	
4-11				0.0		-416.7		-1.6		1473.8		1.6		-17.7	
11- 1				0.0		-3.3		-1.4		2149.8		0.0		-23.0	

TENSIONI														
Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE	
1- 1	28.3	0.0	0.0	0.0	.265	0.000	0.000	.01	0.0	.01	.2	.010	si	
4-11	10.2	0.0	0.0	1.4	.094	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.2	.007	si	
11- 1	14.9	0.0	0.0	0.0	.210	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	.2	.015	si	

**Rettangolare (sezione n. 3; b=12; h=12) ----- ASTA (2-4) 3**  
 khz= 1.046 ; khy= 1.046 ; kht= 1.046

Instabilita' flessionale					Instabilita' torsionale				
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	221.59	63.97	.932	.998	.739	221.59	3527.8	.282	1.000
Y	221.59	63.97	.932	.998	.739	221.59	3527.8	.282	1.000

----- PROGR.( 1) 0.00

SOLLECITAZIONI :							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	0.0	-140.2	-9.5	-4459.9	-.8	11.5	
4- 1	0.0	-669.0	-74.3	-1513.2	-3.8	8.9	

TENSIONI :													
Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	31.0	0.0	.5	.058	.320	.317	.03	0.0	.03	.1	.001	si
4- 1	0.0	10.5	0.0	2.3	.017	.109	.097	.21	0.0	.21	.1	.007	si

----- PROGR.( 5) 110.80

SOLLECITAZIONI :							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	637.9	-56.2	-9.5	-4455.2	-.8	0.0	
4- 1	490.7	-248.5	-74.3	-1509.6	-3.8	0.0	

TENSIONI :													
Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	30.9	2.2	.2	.068	.331	.317	.03	0.0	.03	0.0	.001	si
4- 1	0.0	10.5	1.7	.9	.017	.109	.097	.21	0.0	.21	0.0	.007	si

----- PROGR.( 9) 221.59

SOLLECITAZIONI :							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	0.0	27.7	-9.5	-4450.5	-.8	-11.5	
4- 1	0.0	171.9	-74.3	-1506.0	-3.8	-8.9	

TENSIONI :													
Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	30.9	0.0	.1	.055	.317	.317	.03	0.0	.03	.1	.001	si
4- 1	0.0	10.5	0.0	.6	.008	.100	.096	.21	0.0	.21	.1	.007	si

**Rettangolare (sezione n. 4; b=12; h=12) ----- ASTA (4-3) 4**  
 Khz= 1.046 ; Khy= 1.046 ; Kht= 1.046

Instabilita' flessionale								Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc			L0	Scrit	LamRel	K crit
Z	221.59	63.97	.932	.998	.739			221.59	3527.8	.282	1.000
Y	221.59	63.97	.932	.998	.739			221.59	3527.8	.282	1.000

----- PROGR.( 1) 0.00

SOLLECITAZIONI :							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	0.0	-30.4	5.2	-4449.8	0.0	11.5	
11- 1	0.0	-16.2	2.8	-2350.1	0.0	11.5	

TENSIONI :													
Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	30.9	0.0	.1	.055	.317	.317	.01	0.0	.01	.1	.001	si
11- 1	0.0	16.3	0.0	.1	.035	.251	.251	.01	0.0	.01	.1	.007	si

----- PROGR.( 5) 110.80

SOLLECITAZIONI :							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	637.3	-35.1	5.2	-4454.5	0.0	0.0	
4- 1	490.2	-459.7	62.3	-1664.2	5.6	0.0	

TENSIONI :													
Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	30.9	2.2	.1	.068	.330	.317	.01	0.0	.01	0.0	.001	si
4- 1	0.0	11.6	1.7	1.6	.021	.121	.107	.17	.1	.17	0.0	.006	si

----- PROGR.( 9) 221.59

SOLLECITAZIONI :							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	0.0	-39.8	5.2	-4459.3	0.0	-11.5	
11- 1	0.0	-22.9	2.8	-2359.6	0.0	-11.5	

TENSIONI :													
Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	31.0	0.0	.1	.056	.318	.317	.01	0.0	.01	.1	.001	si
11- 1	0.0	16.4	0.0	.1	.035	.253	.252	.01	0.0	.01	.1	.007	si

**Rettangolare (sezione n. 20; b=20; h=16) ----- ASTA (110-111) 132**  
 Khz= 1 ; Khy= 1 ; Kht= 1

Instabilita' flessionale

Instabilita' torsionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	k crit
Z	366.00	79.24	1.155	1.252	.576	366.00	3701.3	.275	1.000
Y	366.00	63.39	.924	.989	.745	366.00	2368.8	.344	1.000

----- PROGR.( 1) 0.00

#### SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
5- 7	0.0	2141.0	-8.5	-289.3	8.3	432.3
5- 8	0.0	2223.6	-389.6	-382.0	8.6	432.3
5- 9	0.0	-1134.5	421.9	241.9	-4.8	432.3

#### TENSIONI

Caso	St0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
5- 7	0.0	.9	0.0	2.0	.011	.019	.011	.01	0.0	.01	2.0	.076	si
5- 8	0.0	1.2	0.0	2.1	.011	.022	.014	.34	0.0	.34	2.0	.017	si
5- 9	.8	0.0	0.0	1.1	.012	0.000	0.000	.37	0.0	.37	2.0	.018	si

----- PROGR.( 5) 183.00

#### SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	111212.2	534.8	34.0	-189.2	5.3	0.0
4-11	39554.7	50.0	744.2	157.3	.4	0.0

#### TENSIONI

Caso	St0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	.6	130.3	.5	.778	.786	.608	.03	0.0	.03	0.0	.001	si
4-11	.5	0.0	46.4	0.0	.253	0.000	.062	.66	0.0	.66	0.0	.021	si

----- PROGR.( 9) 366.00

#### SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
5- 7	0.0	-901.4	-8.5	-289.3	8.3	-432.3
5- 8	0.0	-934.5	-389.6	-382.0	8.6	-432.3
5- 9	0.0	615.9	421.9	241.9	-4.8	-432.3

#### TENSIONI

Caso	St0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
5- 7	0.0	.9	0.0	.8	.005	.014	.011	.01	0.0	.01	2.0	.076	si
5- 8	0.0	1.2	0.0	.9	.005	.017	.014	.34	0.0	.34	2.0	.017	si
5- 9	.8	0.0	0.0	.6	.010	0.000	0.000	.37	0.0	.37	2.0	.018	si

### Rettagonolare (sezione n. 19; b=16; h=20) ----- ASTA (177-178) 339

khz= 1 ; khy= 1 ; kht= 1

#### Instabilita' flessionale

As	L0	Lam	LamRel	k	kc
Z	396.00	68.59	.999	1.069	.690
Y	396.00	85.74	1.249	1.375	.513

#### Instabilita' torsionale

L0	Scrit	LamRel	k crit
396.00	2189.4	.358	1.000
396.00	3420.9	.286	1.000

----- PROGR.( 1) 0.00

#### SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
4-13	-3462.7	3770.0	1161.5	-579.5	17.1	566.4
5- 1	-4301.4	7329.7	4011.6	-54.5	35.7	568.5
5- 4	-4337.9	8107.9	3961.6	-354.6	39.0	568.6

#### TENSIONI

Caso	St0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
4-13	0.0	1.8	3.2	4.4	.036	.060	.024	1.03	.1	1.03	2.7	.042	si
5- 1	0.0	.2	4.0	8.6	.061	.063	.004	3.55	.2	3.55	2.7	.122	si
5- 4	0.0	1.1	4.1	9.5	.066	.081	.015	3.50	.2	3.50	2.7	.121	si

----- PROGR.( 5) 198.00

#### SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
1- 1	150250.4	364.8	194.7	-59.3	1.4	1.8
5- 1	52377.0	253.7	4011.6	-54.5	35.7	4.0

#### TENSIONI

Caso	St0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	.2	140.9	.4	.840	.842	.706	.17	0.0	.17	0.0	.006	si
5- 1	0.0	.2	49.1	.3	.264	.266	.071	3.55	.2	3.55	0.0	.112	si

----- PROGR.( 9) 396.00

#### SOLLECITAZIONI

Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY
4-13	-2727.3	-2988.5	1161.5	-579.5	17.1	-562.7

5- 1	-2720.0	-6822.3	4011.6	-54.5	35.7	-560.5
5- 4	-2711.5	-7355.0	3961.6	-354.6	39.0	-560.4
5-13	-2793.3	7429.5	-3821.8	303.5	-38.1	-567.3

TENSIONI :													
Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIfI	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
4-13	0.0	1.8	2.6	3.5	.029	.052	.024	1.03	.1	1.03	2.6	.042	si
5- 1	0.0	.2	2.6	8.0	.052	.055	.004	3.55	.2	3.55	2.6	.122	si
5- 4	0.0	1.1	2.5	8.6	.056	.070	.015	3.50	.2	3.50	2.6	.120	si
5-13	.9	0.0	2.6	8.7	.065	0.000	.002	3.38	.2	3.38	2.7	.117	si

### 3.2.5.1 VERIFICA FRECCE TRAVI:

La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature ( $E_{om} = 125000 \text{ daN/cm}^2$ ) ed il valore istantaneo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore  $1/(1+k_{def})$  per le membrature, pari a  $E = 125000 / (1+0.6) = 78125 \text{ daN/cm}^2$ .

Le deformazioni istantanee risultanti dal modello per il caso di SLE combinazione RARA sono le seguenti:

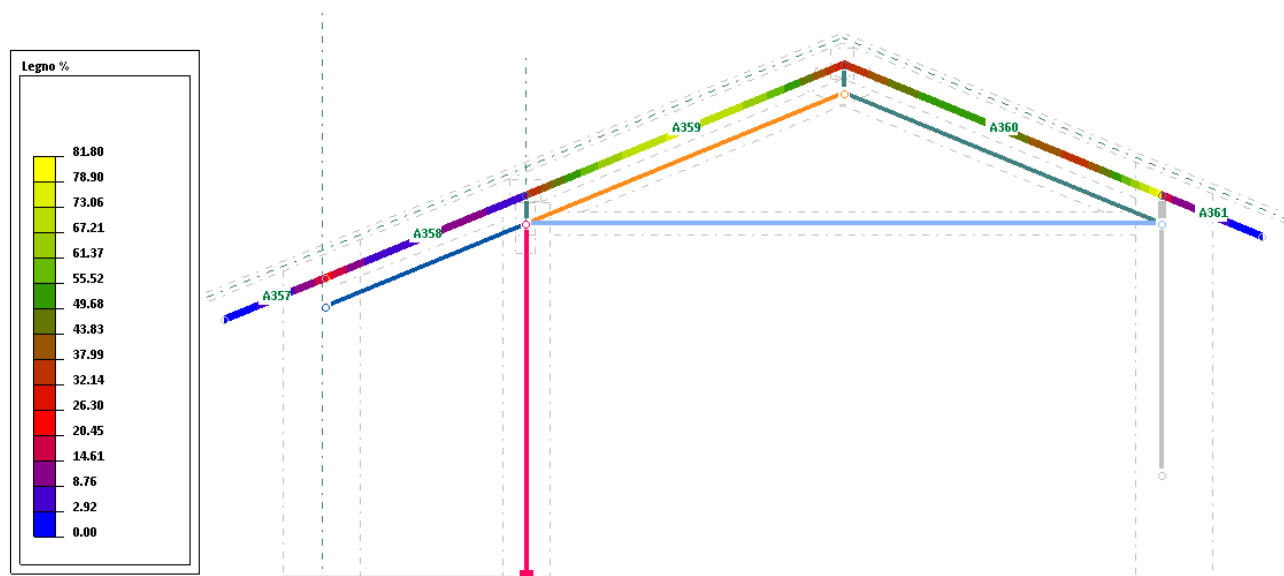
asta	sez	b	h	abbassamento f	L	L/f	
132	20	20.	16.	1,57 cm	366 cm	233	TRAVE DI BORDO "H"
339	19	16.	20.	1,59 cm	396 cm	249	TRAVE DI COLMO "G"

Le deformazioni a lungo termine risultanti dal modello per il caso di SLE combinazione Quasi Permanente sono le seguenti:

asta	sez	b	h	abbassamento f	L	L/f	
132	20	20.	16.	$0,83 \times k_{def} = 1,33 \text{ cm}$	366 cm	275	TRAVE DI BORDO "H" <L/250
339	19	16.	20.	$0,84 \times k_{def} = 1,34 \text{ cm}$	396 cm	295	TRAVE DI COLMO "G" <L/250

### 3.2.6 VERIFICA FALSI PUNTONI

Per la verifica si fa riferimento al seguente schema di elementi aste numerati:



#### VERIFICA ASTE IN LEGNO - RELAZIONE SINTETICA

Lavoro : GAVI\_\_\_  
 Normativa : NTC08 - EC5 (UNI EN 1995-1-1)  
 Unità di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; daN/cm3.  
 Data : 20/11/2017 - 18:49  
 Numero aste : 5

#### RESISTENZE LIMITE RAGGIUNTE (%) :

asta	sez	b	h	fsPfd	fsIf1	fsIto	fsTau	%	VE
357	22	10.	9.	.182	0.000	.031	.088	18	si
358	22	10.	9.	.210	.233	.060	.086	23	si
359	22	10.	9.	.465	.742	.452	.042	74	si
360	22	10.	9.	.537	.818	.502	.056	82	si
361	22	10.	9.	.182	0.000	.031	.088	18	si

#### VERIFICA ASTE IN LEGNO

Lavoro : GAVI\_\_\_  
 Normativa : NTC08 - EC5 (UNI EN 1995-1-1)  
 Unità di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; daN/cm3.  
 Data : 20/11/2017 - 18:49  
 Numero aste : 5

#### MATERIALE

Descrizione: Castagno/Italia  
 Norma : UNI EN 11035-2 Classe : D24  
 fmk = 280. ft0k= 170. ft90k=6. fc0k= 220. fc90k=73. fvk = 40.  
 E0m = 125000 E005= 105000 E90m =8300. Gm = 7800. G005= 6552.  
 Rok = .00047 Rom = .00057

#### DATI [NTC08 4.4.6]

Tipo legno : Legno massiccio Riferimento : EN 14081.1  
 Classe di servizio: 2 ; gM= 1.5 ; kdef= 0.8 ; betaC= 0.2

classi di durata	kmod	ft0d *	fc0d	fmd *	fvd	Casi di carico
Permanente	.600	68.00	88.00	112.00	16.00	11

Lunga durata	.700	79.33	102.67	130.67	18.67	non prevista	
Media durata	.800	90.67	117.33	149.33	21.33	non prevista	
Breve durata	.900	102.00	132.00	168.00	24.00	1	
Istantaneo	1.000	113.33	146.67	186.67	26.67	4, 5	

(\*) valori per kh=1

#### CASI DI CARICO

N	Descrizione	Soll.
1	SLU SENZA SISMA	1
4	SLU con SISMAX PRINC	16
5	SLU con SISMAY PRINC	16
11	SLU Permanente	1

#### SEZIONI RETTANGOLARI

N	b	h	alfa	A	Jz	Jy	Jtor	Km	Ksh
22	10.	9.	4.67	90.	607.5	750.	1577.9	.7	1.167

#### VERIFICHE

Rettangolare (sezione n. 22; b=10; h=9) ----- ASTA (189-103) 357  
khz= 1.108 ; khy= 1.084 ; kht= 1.084

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale					
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	k	crit	
Z	70.27	27.05	.394	.587	.978	70.27	9449.5	.172	1.000		
Y	70.27	24.34	.355	.568	.988	70.27	7654.1	.191	1.000		

----- PROGR.( 1) 0.00

SOLLECITAZIONI			:					
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY		
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
5- 7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
5-10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		

TENSIONI													
Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
5- 7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si
5-10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000	si

----- PROGR.( 9) 70.27

SOLLECITAZIONI			:					
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY		
1- 1	-4447.4	0.0	0.0	52.0	0.0	-126.6		

TENSIONI													
Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	.6	0.0	32.9	0.0	.182	0.000	.031	0.00	0.0	0.00	2.1	.088	si

Rettangolare (sezione n. 22; b=10; h=9) ----- ASTA (103-61) 358  
khz= 1.108 ; khy= 1.084 ; kht= 1.084

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale					
As	L0	Lam	LamRel	k	kc	L0	Scrit	LamRel	k	crit	
Z	140.12	53.93	.786	.857	.833	140.12	4739.0	.243	1.000		
Y	140.12	48.54	.707	.791	.874	140.12	3838.6	.270	1.000		

----- PROGR.( 1) 0.00

SOLLECITAZIONI			:					
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY		
1- 1	-4934.1	525.7	2.7	-225.6	5.6	161.4		
11- 1	-2534.8	278.2	1.4	-117.4	3.0	82.2		

TENSIONI													
Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	2.5	36.5	3.5	.210	.233	.060	.02	.1	.02	2.7	.013	si
11- 1	0.0	1.3	18.8	1.9	.162	.180	.040	.01	0.0	.01	1.4	.086	si

----- PROGR.( 9) 140.12

SOLLECITAZIONI			:					
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY		
1- 1	0.0	-256.7	2.7	-122.0	5.6	-91.0		
5-13	0.0	-327.1	-3.4	-120.9	7.2	-27.9		
11- 1	0.0	-135.9	1.4	-64.7	3.0	-46.1		

TENSIONI													
Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	1.4	0.0	1.7	.009	.021	.012	.02	.1	.02	1.5	.005	si
5-13	0.0	1.3	0.0	2.2	.011	.021	.011	.02	.1	.02	.5	.001	si
11- 1	0.0	.7	0.0	.9	.008	.017	.010	.01	0.0	.01	.8	.048	si

Rettangolare (sezione n. 22; b=10; h=9) ----- ASTA (61-60) 359  
khz= 1.108 ; khy= 1.084 ; kht= 1.084

Instabilita' flessionale							Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc		L0	Scrit	LamRel	k crit
Z	221.59	85.29	1.243	1.366	.517		221.59	2996.5	.306	1.000
Y	221.59	76.76	1.118	1.207	.602		221.59	2427.2	.340	1.000

----- PROGR.( 1) 0.00

SOLLECITAZIONI							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	0.0	29.3	-10.4	-1931.0	0.0	199.6	
5-13	0.0	134.7	-.1	-1153.8	1.5	67.6	

TENSIONI													
Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	21.5	0.0	.2	.027	.315	.314	.06	0.0	.06	3.3	.021	si
5-13	0.0	12.8	0.0	.9	.012	.172	.169	0.00	0.0	0.00	1.1	.042	si

----- PROGR.( 5) 110.80

SOLLECITAZIONI							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	11059.2	29.1	-10.4	-1849.1	0.0	0.0	
4- 1	3748.1	-34.2	-14.9	-674.3	-3.9	0.0	

TENSIONI													
Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	20.5	81.9	.2	.465	.742	.452	.06	0.0	.06	0.0	.002	si
4- 1	0.0	7.5	27.8	.2	.138	.234	.103	.09	.1	.09	0.0	.003	si

----- PROGR.( 9) 221.59

SOLLECITAZIONI							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	0.0	28.8	-10.4	-1767.1	0.0	-199.6	
5-13	0.0	-193.0	-.1	-1098.3	1.5	-67.6	

TENSIONI													
Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	19.6	0.0	.2	.023	.289	.288	.06	0.0	.06	3.3	.021	si
5-13	0.0	12.2	0.0	1.3	.013	.165	.161	0.00	0.0	0.00	1.1	.042	si

Rettangolare (sezione n. 22; b=10; h=9) ----- ASTA (60-62) 360  
khz= 1.108 ; khy= 1.084 ; kht= 1.084

Instabilita' flessionale							Instabilita' torsionale			
As	L0	Lam	LamRel	k	kc		L0	Scrit	LamRel	k crit
Z	221.59	85.29	1.243	1.366	.517		221.59	2996.5	.306	1.000
Y	221.59	76.76	1.118	1.207	.602		221.59	2427.2	.340	1.000

----- PROGR.( 1) 0.00

SOLLECITAZIONI							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	0.0	-857.1	5.4	-1717.2	-7.9	144.1	
5- 8	0.0	-473.7	-1.5	-492.6	-5.2	52.3	

TENSIONI													
Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	19.1	0.0	5.7	.052	.302	.281	.03	.1	.03	2.4	.011	si
5- 8	0.0	5.5	0.0	3.2	.017	.083	.072	.01	.1	.01	.9	.033	si

----- PROGR.( 9) 221.59

SOLLECITAZIONI							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	-12271.5	902.5	5.4	-1881.2	-7.9	-254.9	
5-10	-4920.6	368.7	.6	-693.6	-3.7	-89.8	

TENSIONI													
Caso	St0d	Sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIf1	fsIt0	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau	VE
1- 1	0.0	20.9	90.9	6.0	.537	.818	.502	.03	.1	.03	4.2	.032	si
5-10	0.0	7.7	36.4	2.5	.188	.286	.118	0.00	.1	0.00	1.5	.056	si



Rettangolare (sezione n. 22; b=10; h=9) ----- ASTA (62-190) 361  
 khz= 1.108 ; khy= 1.084 ; kht= 1.084

Instabilita' flessionale						Instabilita' torsionale			
As	LO	Lam	LamRel	k	kc	LO	Scrit	LamRel	k crit
Z	70.27	27.05	.394	.587	.978	70.27	9449.5	.172	1.000
Y	70.27	24.34	.355	.568	.988	70.27	7654.1	.191	1.000

----- PROGR.( 1) 0.00

SOLLECITAZIONI :							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	-4447.4	0.0	0.0	52.0	0.0	126.6	

TENSIONI :												
Caso	St0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIfI	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau
1- 1	.6	0.0	32.9	0.0	.182	0.000	.031	0.00	0.0	0.00	2.1	.088

----- PROGR.( 9) 70.27

SOLLECITAZIONI :							
Caso	MZ	MY	MT	N	TZ	TY	
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
5- 7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
5-10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

TENSIONI :												
Caso	St0d	sc0d	Smzd	Smyd	fsPfd	fsIfI	fsIto	Ttozd	Tzd	Ttoyd	Tyd	fsTau
1- 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000
5- 7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000
5-10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.00	0.0	0.00	0.0	0.000

### 3.2.7 ANALISI MECCANISMI LOCALI MURATURE

Il presente paragrafo tratta le verifiche locali delle facciate delle murature del piano sottotetto. Oggetto di ciascuna verifica è una porzione isolata della struttura, individuata sulla base di sconnessioni, presenti o potenziali. Dall'edificio viene quindi isolata una porzione di solido di muratura portante, considerato come corpo rigido per il quale studiare quale moltiplicatore delle forze inerziali attiva il meccanismo di collasso ipotizzato: questo moltiplicatore viene confrontato con quello dovuto all'azione sismica.

La verifica è stata effettuata con il software di calcolo strutturale CDMDolmen release 2017. Nell'ambiente di verifica dei cinematismi verranno poi individuati, all'interno della porzione di struttura importata, dei corpi rigidi definiti ritagliando dei contorni di rottura. Nell'analisi, si considererà nulla la resistenza a trazione della muratura, e infinita la resistenza a compressione della stessa. I corpi rigidi così definiti potranno ruotare o scorrere fra loro, secondo il meccanismo di verifica impostato. Per ogni meccanismo verrà valutato, applicando il Principio dei Lavori Virtuali, il moltiplicatore dei carichi che ne comporta l'attivazione.

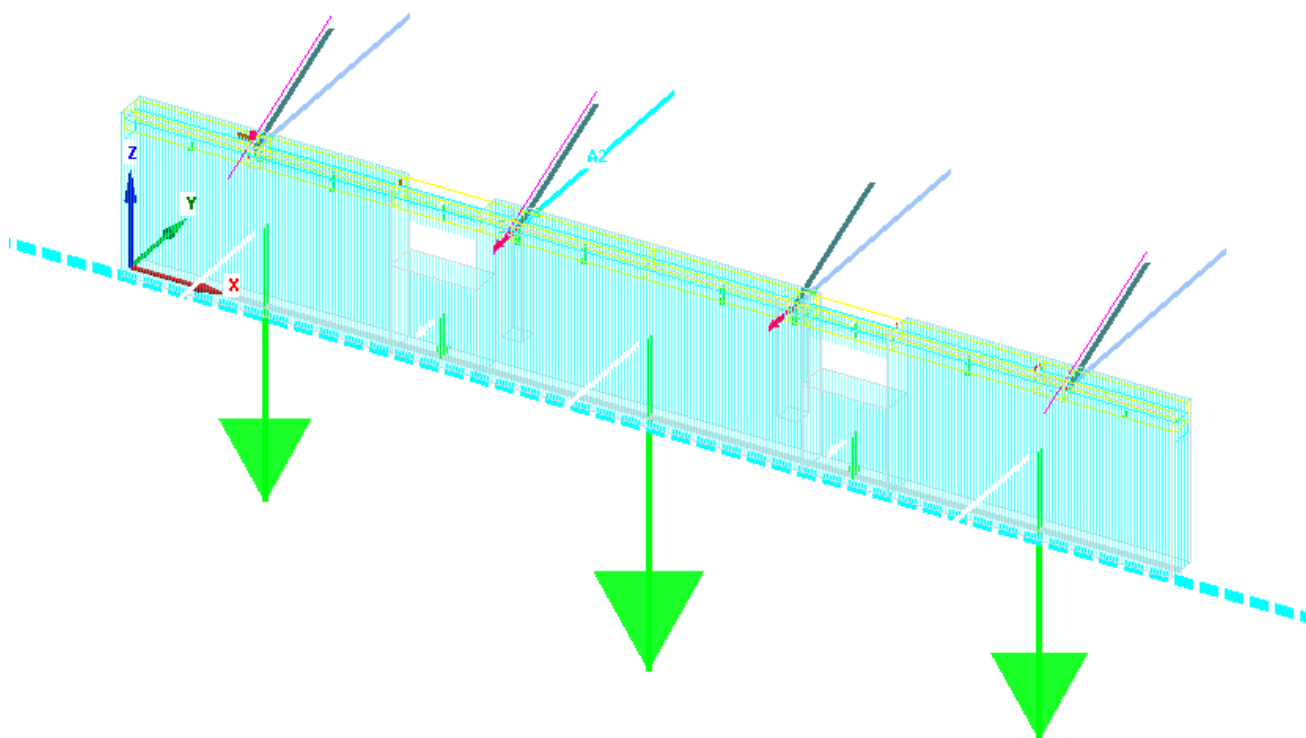
Per poter valutare questo moltiplicatore il programma applicherà ai corpi rigidi oggetto di valutazione le azioni esercitate su essi, ovvero :

- i pesi propri dei blocchi, applicati nei rispettivi baricentri;
- i carichi verticali portati dagli stessi ( pesi della struttura sovrastante e carichi applicati agli elementi costituenti i blocchi, quali ad esempio carichi di solaio, carichi su asta, spinte);
- un sistema di forze orizzontali, proporzionale ai carichi verticali portati, rappresentanti le inerzie dovute al sisma, con massimo coeff. di proporzionalità l'incognita della verifica.

#### 3.2.7.1 *PARETE DI MONTE (LATO CORTILE)*

Verifica a Ribaltamento semplice  
Solido oggetto di verifica : Intera parete  
Asse/i di ribaltamento : Cerniera cilindrica al livello inferiore

Moltiplicatore di collasso 0.2041  
Domanda sismica (a/g) : 0.0530 (SLV)      --> VERIFICA SODDISFATTA ( coeff. sicurezza 3.85 )



#### AZIONI STATICHE SUL SOLIDO DI ROTTURA

Descrizione	Inerz.	Punto di applicazione	Lavoro Virtuale	Att	Inerz.	Dir.	Risultante	Dir.	Risultante
applicazione		Lavoro Virtuale						Punto di	
Azione da asta A98 al nodo N85		1417.1 , 0.0, 227.5	163239	*				Y	-717.5
Azione da asta A98 al nodo N85		* 1417.1 , 0.0, 227.5	-7607	*				Z	-304.3
Azione da asta A88 al nodo N75		1001.1 , 0.0, 227.5	203065	*				Y	-892.6
Azione da asta A88 al nodo N75		* 1001.1 , 0.0, 227.5	-9405	*				Z	-376.2
Azione da asta A4 al nodo N3		585.1 , 0.0, 227.5	186510	*				Y	-819.8
Azione da asta A4 al nodo N3		* 585.1 , 0.0, 227.5	-8657	*				Z	-346.3
Azione da asta A108 al nodo N95		185.1 , 0.0, 227.5	148957	*				Y	-654.8
Azione da asta A108 al nodo N95		* 185.1 , 0.0, 227.5	-6962	*				Z	-278.5
Azione da asta A96 al nodo N85		1417.1 , 0.0, 227.5	0					X	1.8
Azione da asta A96 al nodo N85		* 1417.1 , 0.0, 227.5	-240976	*				Y	1059.2
Azione da asta A96 al nodo N85		* 1417.1 , 0.0, 227.5	-443	*				Z	-17.7
Azione da asta A86 al nodo N75		1001.1 , 0.0, 227.5	-275081	*				Y	1209.1
Azione da asta A86 al nodo N75		* 1001.1 , 0.0, 227.5	-443	*				Z	-17.7
Azione da asta A2 al nodo N3		585.1 , 0.0, 227.5	-275002	*				Y	1208.8
Azione da asta A2 al nodo N3		* 585.1 , 0.0, 227.5	-443	*				Z	-17.7
Azione da asta A106 al nodo N95		185.1 , 0.0, 227.5	-230786	*				Y	1014.4
Azione da asta A106 al nodo N95		* 185.1 , 0.0, 227.5	-443	*				Z	-17.7
Azioni da gusci al nodo N62		585.1 , 0.0, 245.8	0	*				X	-1074.5
Azioni da gusci al nodo N62		585.1 , 0.0, 245.8	88179	*				Y	-358.7
Azioni da gusci al nodo N62		585.1 , 0.0, 245.8	14486	*				Z	579.4
Azioni da gusci al nodo N82		1001.1 , 0.0, 245.8	0	*				X	392.2

Azioni da gusci al nodo N82	1001.1 , 0.0, 245.8	82774	*	Y	-336.7
Azioni da gusci al nodo N82	*   1001.1 , 0.0, 245.8	-3459	*	Z	-138.4
Azioni da gusci al nodo N92	1417.1 , 0.0, 245.8	0	*	X	454.3
Azioni da gusci al nodo N92	*   1417.1 , 0.0, 245.8	67127	*	Y	-273.1
Azioni da gusci al nodo N92	*   1417.1 , 0.0, 245.8	-2805	*	Z	-112.2
Azioni da gusci al nodo N102	185.1 , 0.0, 245.8	0	*	X	-454.3
Azioni da gusci al nodo N102	*   185.1 , 0.0, 245.8	-67127	*	Y	273.1
Azioni da gusci al nodo N102	*   185.1 , 0.0, 245.8	19584	*	Z	783.4
Carico su asta A310 da solaio S2 - p_permanenti	*   1265.8 , 0.0, 230.8	-11638	*	Z	-465.5
Carico su asta A311 da solaio S2 - p_permanenti	*   1093.7 , 0.0, 230.8	-7062	*	Z	-282.5
Carico su asta A314 da solaio S2 - p_permanenti	*   471.8 , 0.0, 230.8	-7062	*	Z	-282.5
Carico su asta A315 da solaio S2 - p_permanenti	*   305.1 , 0.0, 230.8	-11050	*	Z	-442.0
Carico su asta A321 da solaio S2 - p_permanenti	*   1395.0 , 0.0, 230.8	-2401	*	Z	-96.0
Carico su asta A322 da solaio S2 - p_permanenti	*   1014.9 , 0.0, 230.8	-1497	*	Z	-59.9
Carico su asta A323 da solaio S2 - p_permanenti	*   892.0 , 0.0, 230.8	-11861	*	Z	-474.5
Carico su asta A324 da solaio S2 - p_permanenti	*   684.0 , 0.0, 230.8	-10736	*	Z	-429.4
Carico su asta A325 da solaio S2 - p_permanenti	*   561.0 , 0.0, 230.8	-2623	*	Z	-104.9
Carico su asta A326 da solaio S2 - p_permanenti	*   194.3 , 0.0, 230.8	-994	*	Z	-39.7
Peso fascia di piano F22	*   1093.7 , 0.0, 66.0	-45045	*	Z	-1801.8
Peso maschio murario M23	*   1372.9 , 0.0, 122.9	-276490	*	Z	-11059.6
Peso fascia di piano F23	*   471.8 , 0.0, 66.0	-45045	*	Z	-1801.8
Peso maschio murario M24	*   782.8 , 0.0, 122.9	-317335	*	Z	-12693.4
peso proprio asta A310	*   1265.8 , 0.0, 215.8	-10123	*	Z	-404.9
peso proprio asta A311	*   1093.7 , 0.0, 215.8	-6142	*	Z	-245.7
peso proprio asta A314	*   471.8 , 0.0, 215.8	-6143	*	Z	-245.7
peso proprio asta A315	*   305.1 , 0.0, 215.8	-9612	*	Z	-384.5
Peso maschio murario M25	*   203.4 , 0.0, 122.9	-262488	*	Z	-10499.5
peso proprio asta A320	*   1502.2 , 0.0, 215.8	-8035	*	Z	-321.4
peso proprio asta A321	*   1395.0 , 0.0, 215.8	-2088	*	Z	-83.5
peso proprio asta A322	*   1014.9 , 0.0, 215.8	-1302	*	Z	-52.1
peso proprio asta A323	*   892.0 , 0.0, 215.8	-10318	*	Z	-412.7
peso proprio asta A324	*   684.0 , 0.0, 215.8	-9338	*	Z	-373.5
peso proprio asta A325	*   561.0 , 0.0, 215.8	-2281	*	Z	-91.3
peso proprio asta A326	*   194.3 , 0.0, 215.8	-864	*	Z	-34.6
peso proprio asta A327	*   92.6 , 0.0, 215.8	-8748	*	Z	-349.9
peso proprio asta A65	*   585.1 , 0.0, 236.7	-865	*	Z	-34.6
peso proprio asta A89	*   1001.1 , 0.0, 236.7	-865	*	Z	-34.6

#### AZIONI INERZIALI SUL SOLIDO DI ROTTURA

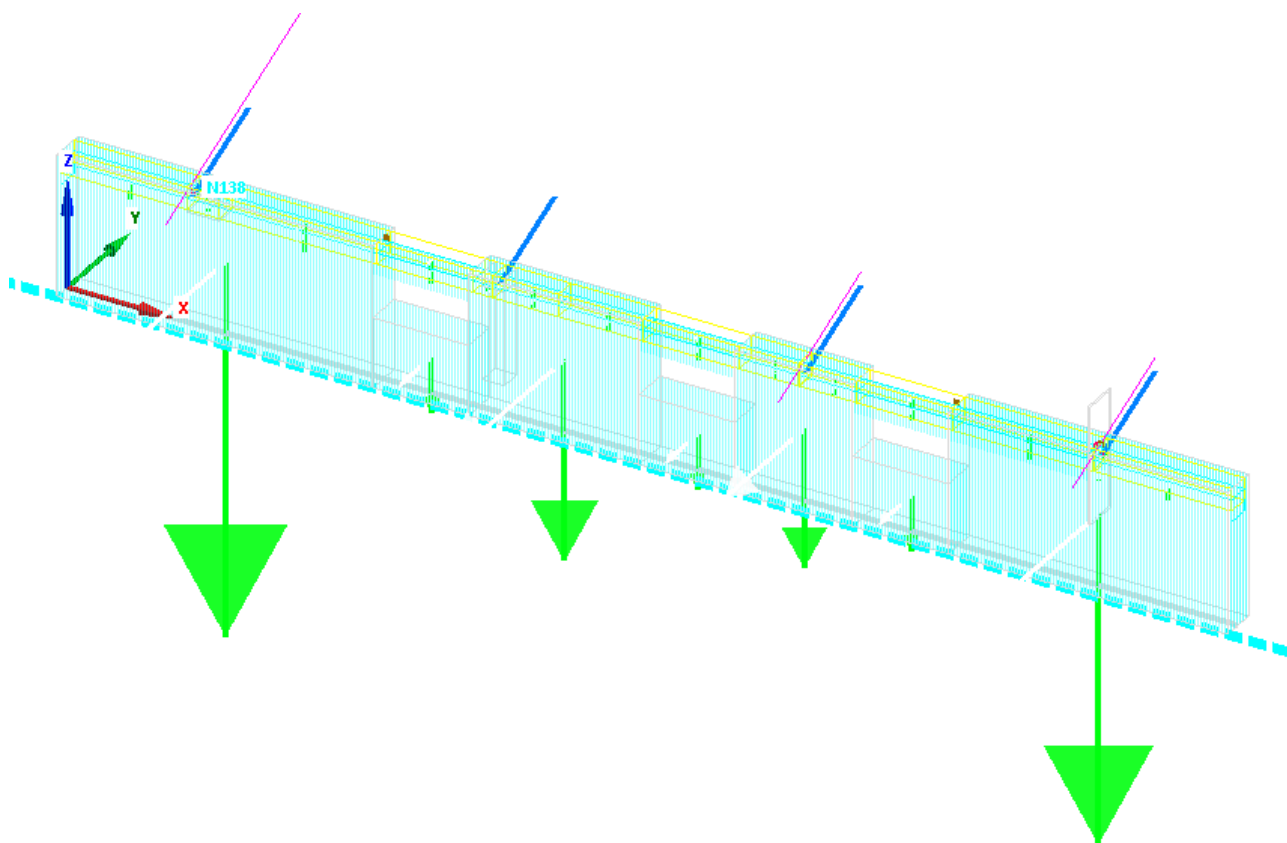
Descrizione				Dir.	Risultante
Punto di applicazione   Lavoro Virtuale					
Azione da asta A98 al nodo N85	1417.1 , 0.0, 227.5	69224	*	Y	-304.3
Azione da asta A88 al nodo N75	1001.1 , 0.0, 227.5	85582	*	Y	-376.2
Azione da asta A4 al nodo N3	585.1 , 0.0, 227.5	78782	*	Y	-346.3
Azione da asta A108 al nodo N95	185.1 , 0.0, 227.5	63358	*	Y	-278.5

Azione da asta A96 al nodo N85 1417.1 , 0.0, 227.5	4028   *	Y	-17.7
Azione da asta A86 al nodo N75 1001.1 , 0.0, 227.5	4028   *	Y	-17.7
Azione da asta A2 al nodo N3 585.1 , 0.0, 227.5	4028   *	Y	-17.7
Azione da asta A106 al nodo N95 185.1 , 0.0, 227.5	4028   *	Y	-17.7
Azioni da gusci al nodo N82 1001.1 , 0.0, 245.8	34015   *	Y	-138.4
Azioni da gusci al nodo N92 1417.1 , 0.0, 245.8	27584   *	Y	-112.2
Carico su asta A310 da solaio S2 - p_permanenti 1265.8 , 0.0, 230.8	107445   *	Y	-465.5
Carico su asta A311 da solaio S2 - p_permanenti 1093.7 , 0.0, 230.8	65195   *	Y	-282.5
Carico su asta A314 da solaio S2 - p_permanenti 471.8 , 0.0, 230.8	65196   *	Y	-282.5
Carico su asta A315 da solaio S2 - p_permanenti 305.1 , 0.0, 230.8	102018   *	Y	-442.0
Carico su asta A321 da solaio S2 - p_permanenti 1395.0 , 0.0, 230.8	22163   *	Y	-96.0
Carico su asta A322 da solaio S2 - p_permanenti 1014.9 , 0.0, 230.8	13821   *	Y	-59.9
Carico su asta A323 da solaio S2 - p_permanenti 892.0 , 0.0, 230.8	109509   *	Y	-474.5
Carico su asta A324 da solaio S2 - p_permanenti 684.0 , 0.0, 230.8	99116   *	Y	-429.4
Carico su asta A325 da solaio S2 - p_permanenti 561.0 , 0.0, 230.8	24214   *	Y	-104.9
Carico su asta A326 da solaio S2 - p_permanenti 194.3 , 0.0, 230.8	9173   *	Y	-39.7
Peso fascia di piano F22 1093.7 , 0.0, 66.0	118919   *	Y	-1801.8
Peso maschio murario M23 1372.9 , 0.0, 122.9	1359281   *	Y	-11059.6
Peso fascia di piano F23 471.8 , 0.0, 66.0	118920   *	Y	-1801.8
Peso maschio murario M24 782.8 , 0.0, 122.9	1560080   *	Y	-12693.4
peso proprio asta A310 1265.8 , 0.0, 215.8	87387   *	Y	-404.9
peso proprio asta A311 1093.7 , 0.0, 215.8	53025   *	Y	-245.7
peso proprio asta A314 471.8 , 0.0, 215.8	53025   *	Y	-245.7
peso proprio asta A315 305.1 , 0.0, 215.8	82973   *	Y	-384.5
Peso maschio murario M25 203.4 , 0.0, 122.9	1290445   *	Y	-10499.5
peso proprio asta A320 1502.2 , 0.0, 215.8	69362   *	Y	-321.4
peso proprio asta A321 1395.0 , 0.0, 215.8	18026   *	Y	-83.5
peso proprio asta A322 1014.9 , 0.0, 215.8	11241   *	Y	-52.1
peso proprio asta A323 892.0 , 0.0, 215.8	89066   *	Y	-412.7
peso proprio asta A324 684.0 , 0.0, 215.8	80613   *	Y	-373.5
peso proprio asta A325 561.0 , 0.0, 215.8	19693   *	Y	-91.3
peso proprio asta A326 194.3 , 0.0, 215.8	7461   *	Y	-34.6
peso proprio asta A327 92.6 , 0.0, 215.8	75512   *	Y	-349.9
peso proprio asta A65 585.1 , 0.0, 236.7	8190   *	Y	-34.6
peso proprio asta A89 1001.1 , 0.0, 236.7	8190   *	Y	-34.6

### 3.2.7.2 PARETE DI VALLE

Verifica a Ribaltamento semplice  
Solido oggetto di verifica : Intera parete  
Asse/i di ribaltamento : Cerniera cilindrica al livello inferiore

Moltiplicatore di collasso 0.1806  
Domanda sismica (a/g) : 0.0530 (SLV) --> VERIFICA SODDISFATTA ( coeff. sicurezza 3.40 )



#### AZIONI STATICHE SUL SOLIDO DI ROTTURA

Descrizione	Inerz.	Punto di applicazione	Lavoro Virtuale	Att	Inerz.	Dir.	Risultante	Dir.	Risultante
Azione da asta A68 al nodo N58		1002.7 , 0.0, 174.3	-69155					Y	396.8
Azione da asta A68 al nodo N58		1002.7 , 0.0, 174.3	4075					Z	163.0
Azione da asta A90 al nodo N78		586.7 , 0.0, 174.3	-56118					Y	322.0
Azione da asta A90 al nodo N78		586.7 , 0.0, 174.3	3307					Z	132.3
Azione da asta A100 al nodo N88		170.7 , 0.0, 174.3	-61239					Y	351.4
Azione da asta A100 al nodo N88		170.7 , 0.0, 174.3	3608					Z	144.3
Azione da asta A110 al nodo N98		1402.7 , 0.0, 174.3	-64258					Y	368.7
Azione da asta A110 al nodo N98		1402.7 , 0.0, 174.3	3786					Z	151.5
Azioni da gusci al nodo N103		1002.7 , 0.0, 192.6	0	*				X	241.7
Azioni da gusci al nodo N103		1002.7 , 0.0, 192.6	51558	*				Y	-267.7
Azioni da gusci al nodo N103		1002.7 , 0.0, 192.6	-2747	*				Z	-109.9
Azioni da gusci al nodo N104		586.7 , 0.0, 192.6	0	*				X	-178.5
Azioni da gusci al nodo N104		586.7 , 0.0, 192.6	48658	*				Y	-252.7
Azioni da gusci al nodo N104		586.7 , 0.0, 192.6	-2593	*				Z	-103.7
Azioni da gusci al nodo N105		170.7 , 0.0, 192.6	0	*				X	-22.7
Azioni da gusci al nodo N105		170.7 , 0.0, 192.6	24127	*				Y	-125.3
Azioni da gusci al nodo N105		170.7 , 0.0, 192.6	-1286	*				Z	-51.4
Azioni da gusci al nodo N107		1402.7 , 0.0, 192.6	0	*				X	327.8
Azioni da gusci al nodo N107		1402.7 , 0.0, 192.6	63473	*				Y	-329.6



Peso maschio murario M5			Z	-4675.0
*   674.8 , 0.0, 96.3	-116874	*		
peso proprio asta A254			Z	-322.6
*   85.4 , 0.0, 162.6	-8066	*		
peso proprio asta A255			Z	-82.9
*   192.6 , 0.0, 162.6	-2073	*		
peso proprio asta A258			Z	-52.1
*   572.9 , 0.0, 162.6	-1302	*		
peso proprio asta A259			Z	-166.4
*   630.7 , 0.0, 162.6	-4161	*		
peso proprio asta A262			Z	-4.5
*   1001.5 , 0.0, 162.6	-113	*		
peso proprio asta A263			Z	-146.5
*   1041.5 , 0.0, 162.6	-3663	*		
peso proprio asta A264			Z	-5.8
*   1401.2 , 0.0, 162.6	-145	*		
peso proprio asta A265			Z	-352.2
*   1495.9 , 0.0, 162.6	-8804	*		
peso proprio asta A266			Z	-31.7
*   1401.2 , 0.0, 143.5	-794	*		
peso proprio asta A91			Z	-34.6
*   586.7 , 0.0, 183.4	-865	*		

Descrizione		[Dir.]	Risultante
Punto di applicazione   Lavoro Virtuale			
Azioni da gusci al nodo N103 1002.7 , 0.0, 192.6	21164   *	Y	-109.9
Azioni da gusci al nodo N104 586.7 , 0.0, 192.6	19974   *	Y	-103.7
Azioni da gusci al nodo N105 170.7 , 0.0, 192.6	9904   *	Y	-51.4
Azioni da gusci al nodo N107 1402.7 , 0.0, 192.6	26054   *	Y	-135.3
Azioni da gusci al nodo N138 214.6 , 0.0, 192.6	13208   *	Y	-68.6
Azioni da gusci al nodo N140 674.8 , 0.0, 192.6	3353   *	Y	-17.4
Azioni da gusci al nodo N141 429.1 , 0.0, 192.6	1953   *	Y	-10.1
Azioni da gusci al nodo N143 1000.3 , 0.0, 192.6	7564   *	Y	-39.3
Carico su asta A234 da solaio S1 - p_permanenti 321.9 , 0.0, 177.6	64163   *	Y	-361.3
Carico su asta A235 da solaio S1 - p_permanenti 494.1 , 0.0, 177.6	38873   *	Y	-218.9
Carico su asta A242 da solaio S1 - p_permanenti 732.6 , 0.0, 177.6	34574   *	Y	-194.7
Carico su asta A243 da solaio S1 - p_permanenti 855.4 , 0.0, 177.6	38873   *	Y	-218.9
Carico su asta A244 da solaio S1 - p_permanenti 960.4 , 0.0, 177.6	23896   *	Y	-134.6
Carico su asta A246 da solaio S1 - p_permanenti 1145.2 , 0.0, 177.6	38873   *	Y	-218.9
Carico su asta A247 da solaio S1 - p_permanenti 1304.9 , 0.0, 177.6	56637   *	Y	-318.9
Carico su asta A255 da solaio S1 - p_permanenti 192.6 , 0.0, 177.6	13117   *	Y	-73.9
Carico su asta A258 da solaio S1 - p_permanenti 572.9 , 0.0, 177.6	8241   *	Y	-46.4
Carico su asta A259 da solaio S1 - p_permanenti 630.7 , 0.0, 177.6	26334   *	Y	-148.3
Carico su asta A262 da solaio S1 - p_permanenti 1001.5 , 0.0, 177.6	717   *	Y	-4.0
Carico su asta A263 da solaio S1 - p_permanenti 1041.5 , 0.0, 177.6	23179   *	Y	-130.5
Carico su asta A264 da solaio S1 - p_permanenti 1401.0 , 0.0, 177.6	690   *	Y	-3.9
Peso fascia di piano F17 494.1 , 0.0, 47.5	61596   *	Y	-1296.8
Peso maschio murario M16 214.6 , 0.0, 96.3	835453   *	Y	-8676.6
Peso fascia di piano F18 855.4 , 0.0, 47.5	61596   *	Y	-1296.8
Peso maschio murario M17 674.8 , 0.0, 96.3	450144   *	Y	-4675.0
peso proprio asta A234 321.9 , 0.0, 162.6	65932   *	Y	-405.5
peso proprio asta A235 494.1 , 0.0, 162.6	39945   *	Y	-245.7
Peso fascia di piano F19 1145.2 , 0.0, 47.5	61596   *	Y	-1296.8
Peso maschio murario M18 1000.3 , 0.0, 96.3	311129   *	Y	-3231.2
peso proprio asta A242 732.6 , 0.0, 162.6	35528   *	Y	-218.5



peso proprio asta A243 855.4 , 0.0, 162.6	39945   *	Y	-245.7
peso proprio asta A244 960.4 , 0.0, 162.6	24555   *	Y	-151.0
peso proprio asta A246 1145.2 , 0.0, 162.6	39945   *	Y	-245.7
peso proprio asta A247 1304.9 , 0.0, 162.6	58198   *	Y	-358.0
Peso maschio murario M19 1399.6 , 0.0, 96.3	737520   *	Y	-7659.5
Peso maschio murario M5 674.8 , 0.0, 96.3	450144   *	Y	-4675.0
peso proprio asta A254 85.4 , 0.0, 162.6	52453   *	Y	-322.6
peso proprio asta A255 192.6 , 0.0, 162.6	13479   *	Y	-82.9
peso proprio asta A258 572.9 , 0.0, 162.6	8468   *	Y	-52.1
peso proprio asta A259 630.7 , 0.0, 162.6	27060   *	Y	-166.4
peso proprio asta A262 1001.5 , 0.0, 162.6	736   *	Y	-4.5
peso proprio asta A263 1041.5 , 0.0, 162.6	23818   *	Y	-146.5
peso proprio asta A264 1401.2 , 0.0, 162.6	946   *	Y	-5.8
peso proprio asta A265 1495.9 , 0.0, 162.6	57252   *	Y	-352.2
peso proprio asta A266 1401.2 , 0.0, 143.5	4555   *	Y	-31.7
peso proprio asta A91 586.7 , 0.0, 183.4	6348   *	Y	-34.6

### 3.2.8 VERIFICA RINFORZO TRAVE DI COLMO

La verifica del rinforzo del trave di colmo è stata effettuata con il software prodotto, sviluppato e distribuito dall'Azienda Fischer di cui si allega nel seguito la relazione di calcolo.

**Occorre evidenziare che la verifica è stata effettuata nell'ipotesi che la trave esistente venga preliminarmente puntellata in modo da scaricarla e trasferire tutti i carichi agenti, tramite le nuove connessioni, all'insieme trave di rinforzo/trave esistente.**

Committente Ministero Beni Culturali  
Strada:  
Codice CAP, Ubicazione  
Tel. / Fax  
Progetto Tetto Forte di Gavi  
Progetto  
Commenti

**fischer**   
innovative solutions

WOOD-FIX 1.1.2.15 20/11/2017  
Pagine 1 di 7

#### Info prodotto

FPF-ZTN ZPF ø10.0 mm x 400 mm

Holzbauschraube fischer Power-Full - Acciaio | Testa cilindrica | Filettatura totale

Numero (totale) 80 Pezzo  
Codice Articolo 659445 25 Conf.



#### Input - Costruzioni in legno - Travi giuntate meccanicamente

##### Trave esistente

Altezza 135 mm  
Larghezza 140 mm  
Legno di conifere / C24

##### Trave di rinforzo

Disposizione rispetto alla trave Superiore  
Altezza 160 mm  
Larghezza 140 mm  
Legno di conifere / C24

##### Appoggio

Lunghezza 100 mm

Campata 4.27 m

##### Carichi

Classe di utilizzo 2

Carico permanente 2.26 kN/m  
Coefficiente parziale di sicurezza 1.35

Carico accidentale 2.24 kN/m  
Coefficiente parziale di sicurezza 1.50  
Classe di durata del carico media durata  
Coefficiente per le diverse combinazioni 0.3

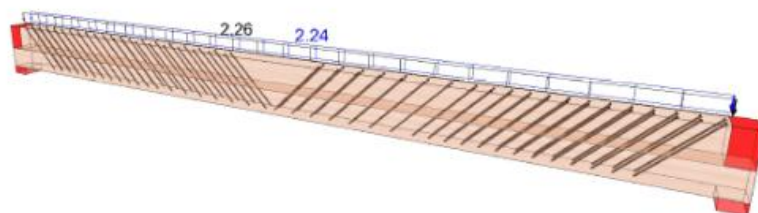
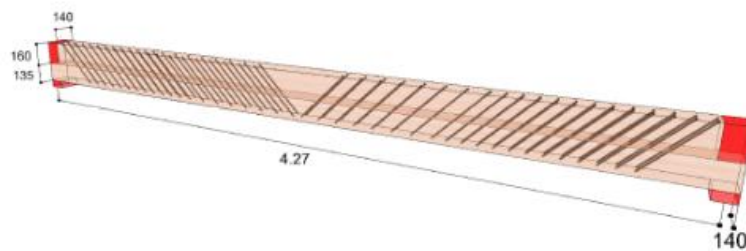
##### Flessione

Contromonta 0 mm  
 $W_{inst}$   $I/300 = 14.23$  mm  
 $W_{net,fin}$   $I/250 = 17.08$  mm  
 $W_{fin}$   $I/150 = 28.47$  mm

##### Viti

Angolo della vite rispetto alla fibratura 45 °  
Disposizione delle viti Lungo l'asse della trave

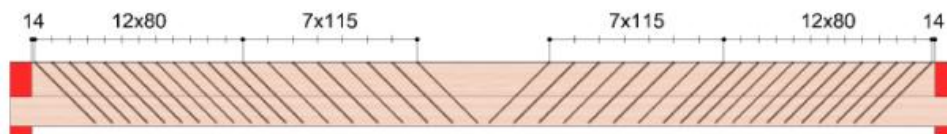
I valori di input e risultati della progettazione devono essere controllati secondo le Normative locali e le Certificazioni.



I valori di input e risultati della progettazione devono essere controllati secondo le Normative locali e le Certificazioni.

#### Distanze [mm]

E90	30
S90	55
E0	14
S0 [1]	80
S0 [2]	115



#### Progetto

##### Combinazione di carico

LC 1	Peso proprio
LC 2	Peso proprio e carico accidentale

##### Fattore di correzione

	$k_{mod}$
LC 1	0.60
LC 2	0.80

I valori di input e risultati della progettazione devono essere controllati secondo le Normative locali e le Certificazioni.

## Analisi

### Flessione e compressione

t = 0	$\sigma_{c,d,1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{c,d,1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{m,y,d,1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{m,d,1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
[1] - LC 1	1.07	9.69	1.94	11.08
[1] - LC 2	2.25	12.92	4.08	14.77
[2] - LC 1	1.43	9.69	2.59	11.08
[2] - LC 2	3.00	12.92	5.44	14.77

### Utilizzo [%]

[1] - LC 1	18.77
[1] - LC 2	30.68
[2] - LC 1	25.56
[2] - LC 2	42.26

t = ∞	$\sigma_{c,d,1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{c,d,1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{m,y,d,1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{m,d,1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
[1] - LC 1	1.00	9.69	2.21	11.08
[1] - LC 2	2.11	12.92	4.65	14.77
[2] - LC 1	1.34	9.69	2.95	11.08
[2] - LC 2	2.81	12.92	6.20	14.77

### Utilizzo [%]

[1] - LC 1	21.04
[1] - LC 2	34.13
[2] - LC 1	28.53
[2] - LC 2	46.69

### Flessione e trazione

t = 0	$\sigma_{t,d,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{t,d,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{m,y,d,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{m,d,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
[1] - LC 1	1.27	6.79	1.64	11.31
[1] - LC 2	2.67	9.05	3.44	15.08
[2] - LC 1	1.69	6.79	2.19	11.31
[2] - LC 2	3.56	9.05	4.59	15.08

### Utilizzo [%]

[1] - LC 1	33.22
[1] - LC 2	52.36
[2] - LC 1	44.30
[2] - LC 2	69.81

I valori di input e risultati della progettazione devono essere controllati secondo le Normative locali e le Certificazioni.

$t = \infty$	$\sigma_{t,0,d,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{t,0,d,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{m,0,d,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{m,0,d,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
[1] - LC 1	1.19	6.79	1.87	11.31
[1] - LC 2	2.50	9.05	3.92	15.08
[2] - LC 1	1.58	6.79	2.49	11.31
[2] - LC 2	3.33	9.05	5.23	15.08

#### Utilizzo [%]

[1] - LC 1	34.01
[1] - LC 2	53.59
[2] - LC 1	45.34
[2] - LC 2	71.46

#### Sollecitazioni di taglio

$t = 0$	$\tau_{max,d,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{v,d,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Utilizzo [%]
[1] - LC 1	0.219	1.85	11.85
[1] - LC 2	0.460	2.46	18.67
[2] - LC 1	0.120	1.85	6.49
[2] - LC 2	0.252	2.46	10.22

$t = \infty$	$\tau_{max,d,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{v,d,2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Utilizzo [%]
[1] - LC 1	0.209	1.85	11.34
[1] - LC 2	0.440	2.46	17.88
[2] - LC 1	0.115	1.85	6.21
[2] - LC 2	0.241	2.46	9.79

#### Viti

##### Resistenza ad estrazione

	$f_{ax,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$l_{ef,h}$ [mm]	$l_{ef,z}$ [mm]
	10.80	220	174

$t = 0$	$F_d$ [kN]	$F_{ax,d,Rd,V}$ [kN]	$F_{ax,d,Rd,B}$ [kN]
[1] - LC 1	1.55	10.95	8.66
[1] - LC 2	3.26	14.61	11.55
[2] - LC 1	1.22	10.95	8.66
[2] - LC 2	2.56	14.61	11.55

Utilizzo [%]	Trave di rinforzo	Trave esistente
[1] - LC 1	14.15	17.90
[1] - LC 2	22.30	28.21
[2] - LC 1	11.14	14.09
[2] - LC 2	17.55	22.20

I valori di input e risultati della progettazione devono essere controllati secondo le Normative locali e le Certificazioni.

t = ∞	F <sub>d</sub> [kN]	F <sub>Ed,Rd,V</sub> [kN]	F <sub>Ed,Rd,B</sub> [kN]
[1] - LC 1	1.45	10.95	8.66
[1] - LC 2	3.04	14.61	11.55
[2] - LC 1	1.14	10.95	8.66
[2] - LC 2	2.40	14.61	11.55

Utilizzo [%]	Trave di rinforzo	Trave esistente
[1] - LC 1	13.22	16.73
[1] - LC 2	20.84	26.36
[2] - LC 1	10.41	13.16
[2] - LC 2	16.40	20.75

#### Resistenza a trazione

f <sub>tens,k</sub> [kN]
33.00

#### Resistenza a trazione delle viti

t = 0	F <sub>d</sub> [kN]	F <sub>t,Rd</sub> [kN]	Utilizzo [%]
[1] - LC 1	1.55	25.38	6.11
[1] - LC 2	3.26	25.38	12.83
[2] - LC 1	1.22	25.38	4.81
[2] - LC 2	2.56	25.38	10.10

t = ∞	F <sub>d</sub> [kN]	F <sub>t,Rd</sub> [kN]	Utilizzo [%]
[1] - LC 1	1.45	25.38	5.71
[1] - LC 2	3.04	25.38	11.99
[2] - LC 1	1.14	25.38	4.49
[2] - LC 2	2.40	25.38	9.44

#### Flessione

Nome	[mm]
W <sub>inst</sub>	11.11
W <sub>fin</sub>	16.90

Utilizzo [%]	
Deformazione iniziale	78.07
Deformazione finale	59.38
Deformazione finale totale	98.97

Utilizzo [%]
98.97

I valori di input e risultati della progettazione devono essere controllati secondo le Normative locali e le Certificazioni.



Verifica richiesta

### **Osservazioni tecniche**

La progettazione è in accordo con il Benestare Tecnico Europeo ETA-12/0073 "fischer Power-Full".

Die Bemessung erfolgt nach:

EN 338 (2010-12), EN 14080 (2013-09)

EN 1990 (2010-12), DIN EN 1990/NA (2010-12), DIN EN 1990/NA/A1 (2012-08)

EN 1995-1-1 (2010-12), EN 1995-1-1/A2 (2014-07), DIN EN 1995-1-1/NA (2013-08)

Le viti sono progettate per essere utilizzate in connessioni soggette a carichi statici o quasi statici.

L'umidità del legno durante l'installazione non deve essere superiore al 12%

Devono essere utilizzate viti con stessa lunghezza e diametro.

La verifica a ribaltamento e la verifica della pressione all'appoggio devono essere considerate separatamente quando richiesto

Per l'analisi delle sollecitazioni per viti con diametro vite  $> 6,0$  mm deve essere utilizzata l'area della sezione trasversale netta

### **Informazioni generali**

Tutti i dati e le informazioni contenute nel software sono basate sull'uso di prodotti fischer e derivanti da regoli ingegneristiche di base. Le formule ed i coefficienti di sicurezza devono essere usate in accordo con le istruzioni di montaggio ed assemblaggio dei prodotti fischer. Non essendo fischer uno studio di progettazione, il presente allegato non fornisce alcuna garanzia sui dati di input non corretti o assunzioni di calcolo errate. Ciascuna raccomandazione deve essere approvata dalle autorità in materia o dal progettista responsabile incaricato. Si prega di controllare tutte le verifiche nei confronti delle normative locali vigenti.

L'utente deve assumere tutto il necessario per evitare o limitare i danni causati dal software. Pertanto gli aggiornamenti del software vanno consentiti. Se non ci si avvale della funzione di aggiornamento automatico, l'utente deve assicurarsi di utilizzare l'ultima versione del software disponibile mediante lo scaricamento manuale degli aggiornamenti dal sito fischer.

fischer non sarà responsabile del recupero di dati di programma persi o corrotti.

---

I valori di input e risultati della progettazione devono essere controllati secondo le Normative locali e le Certificazioni.



### 3.2.9 VERIFICA RINFORZO TRAVE DI BORDO

Viene effettuata la verifica del rinforzo tipo (RH) della trave di bordo. A tal fine si è considerata la luce massima e le relative sollecitazioni agenti, distinguendo quelle agenti sulla sola trave esistente in prima fase (peso proprio trave, falsi puntoni e assi esistenti) da quelle relative alla seconda fase, agenti sull'insieme trave e piastra metallica di rinforzo all'intradosso.

La forza massima sulle connessioni viene confrontata quella resistente riportata sulla scheda tecnica (vedi allegato) del produttore delle viti.

#### Sezione trave (legno)

b= 16 cm  
h= 16 cm  
E legno= 125000 daN/cm<sup>2</sup>

#### Sezione acciaio intradosso

bs= 16 cm  
sp= 1 cm  
Eacc= 200000 daN/cm<sup>2</sup>

n= 16 rapp omogeneizzazione  
A trave= 256 cm<sup>2</sup>  
S trave= 2048 cm<sup>3</sup> mom statico trave rispetto estradosso  
I trave = 5461 cm<sup>4</sup> mom inerzia trave  
I x trave= 21845 cm<sup>4</sup> mom inerzia trave trasposto estradosso

A acc= 16 cm<sup>2</sup>  
S acc= 264 cm<sup>3</sup> mom statico acciaio rispetto estradosso  
I acc = 1 cm<sup>4</sup> mom inerzia piastra acciaio  
I x acc= 4357 cm<sup>4</sup> mom inerzia acc trasposto estradosso

A tot om = 512 cm<sup>2</sup>  
yg= 12.25 cm (da estradosso)  
I x tot= 91563 cm<sup>4</sup> mom inerzia tot trasposto estradosso  
I x G= 14731 cm<sup>4</sup> mom inerzia tot baricentrico

M= 122000 daNcm Mom. Flettente SLU  
T= 1326 daN Taglio SLU

di cui :

M1f= 12461 daNcm	1a FASE	M2f= 109539 daNcm	2a FASE
T1f= 135 daN	1a FASE	T2f= 1191 daN	2a FASE
q1f= 0.42 daN/cm	1a FASE	q2f (perm)= 1.69 daN/cm	2a FASE perm
		q2f(var)= 2.03 daN/cm	2a FASE var

Luce= 397 cm

#### Verifiche di resistenza

VERIFICA A FLESSIONE	2a FASE	1a FASE	TOT
----------------------	---------	---------	-----

	n	y [cm]	$\sigma$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma$ [daN/cm <sup>2</sup> ]		
Liv. Sup	1	-12.25	-91.1	-18.3	-109.3	<fm,d fles = 149 daN/cm <sup>2</sup>
Liv. Inf 1	1	3.75	27.9	18.3	46.1	<fm,d fles = 149 daN/cm <sup>2</sup>
Liv. Inf 2	16	3.75	446.2	0.0	446.2	<fyd = 2238 daN/cm <sup>2</sup>
Liv. Inf	16	4.75	565.1	0.0	565.1	<fyd = 2238 daN/cm <sup>2</sup>

### Verifiche di deformazione

Freccia 1 fase:	0.32	cm	con (E/Kdef)	
Freccia 2 fase perm:	0.47	cm	con (E/Kdef)	
Freccia 2 fase var:	0.36	cm	con E istantaneo	
Freccia tot perm:	0.79	cm	<	L/250= 1.59 cm
Freccia tot p+v:	1.15	cm	<	L/250= 1.59 cm

### VERIFICA A TAGLIO

	n	y [cm]	b [cm]	S [cm <sup>2</sup> ]	$\tau$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	
Liv. BARIC.	1	0	16	1201	6.8	<fv,d taglio= 21 daN/cm <sup>2</sup>
Liv. Inf 1	16	3.75	16	68	6.1	<fv,d taglio= 21 daN/cm <sup>2</sup>

### Verifica connessione

#### CARATTERISTICHE DELLA CONNESSIONE

Connettore	VITI VGS 9 200	
d	9.5	mm diametro
p	12	cm interasse parallelo alla fibratura delle unioni
n	2	n numero file di connettori
$\rho_m$	575	kg/mc massa volumica media
Rvk =	13.01	kN resistenza scorrimento acciaio-legno (legno)
R tens,k45		
=	17.96	kN resistenza scorrimento acciaio-legno (acciaio)
legno	castagno D24	S1
Classe servizio		2
$\gamma_M$	legno	1.5
$\gamma_{G1}$ pp		1.3
$\gamma_{G2}$ perm		1.5
$\gamma_Q$ var		1.5
k mod perm		0.60
k mod media		0.80
k mod istantanea		1.00
Rvd = min	( Rvk * kmod / $\gamma_m$	6.94 kN
	(R tens,k45° / $\gamma_m$	17.10 kN

Forza di scorrimento tra trave legno e piastra

F sc= 97.94 daN/cm F sc =  $\tau$  bs

Forza sulla singola vite

F sc \* p / n =

588 daN <

Rvd =

694 daN

CARPENTERIA

STRUTTURE

ESTERNO

LEGNO/METALLO

ACCESSORI

## La statica del progettista

VALORI CARATTERISTICI  
EN 1995:2008

### SCORRIMENTO<sup>(4)</sup>

geometria		legno - legno				acciaio - legno <sup>(2)</sup>			
d <sub>1</sub> [mm]	L [mm]	s <sub>2</sub> [mm]	A <sub>ten</sub> [mm]	B <sub>ten</sub> [mm]	R <sub>yk</sub> [kN]	s <sub>2</sub> [mm]	A <sub>ten</sub> [mm]	R <sub>yk</sub> [kN]	R <sub>ten,45°</sub> <sup>(3)</sup> [kN]
9	160	65	60	75	4,70	140	120	10,12	17,96
	200	85	75	90	6,14	180	145	13,01	
	240	105	90	105	7,59	220	175	15,90	
	280	125	105	120	9,04	260	205	18,80	
	320	145	120	135	10,48	300	230	21,69	
	360	165	135	145	11,93	340	260	24,58	
11	100	35	40	55	3,09	80	75	7,07	26,87
	150	60	60	75	5,30	130	110	11,49	
	200	85	80	90	7,51	180	145	15,90	
	250	110	95	110	9,72	230	185	20,32	
	300	135	115	125	11,93	280	220	24,74	
	350	160	130	145	14,14	330	255	29,16	
	400	185	150	160	16,35	380	290	33,58	
	450	210	165	180	18,56	430	325	37,99	
	500	235	185	195	20,76	480	360	42,41	
	550	260	200	215	22,97	530	395	46,83	
	600	285	220	230	25,18	580	430	51,25	

### PRINCIPI GENERALI

- I valori caratteristici sono secondo normativa EN 1995:2008 in accordo a ETA-11/0030.
- I valori di progetto si ricavano dai valori caratteristici come segue:

$$R_d = \frac{R_k \cdot k_{mod}}{\gamma_m}$$

I coefficienti  $\gamma_m$  e  $k_{mod}$  sono da assumersi in funzione della normativa vigente utilizzata per il calcolo.

- Per i valori di resistenza meccanica e per la geometria delle viti si è fatto riferimento a quanto riportato in ETA-11/0030.
- In fase di calcolo si è considerata una massa volumica degli elementi lignei pari a  $\rho_k = 380 \text{ kg/m}^3$ . Le resistenze caratteristiche si possono considerare valide, a favore di sicurezza, anche per masse volumiche maggiori.
- Il dimensionamento e la verifica degli elementi in legno e delle piastre in acciaio devono essere svolti a parte.
- Le resistenze caratteristiche a taglio sono valutate per viti inserite senza preforo; nel caso di viti inserite con preforo è possibile ottenere valori di resistenza maggiori.
- I valori di estrazione, taglio e scorrimento legno-legno sono stati valutati considerando il baricentro del connettore posizionato in corrispondenza del piano di taglio.
- Le resistenze caratteristiche sono valutate su legno massiccio o lamellare; nel caso di giunzioni con elementi in x-lam i valori di resistenza possono differire e sono da valutare sulla base delle caratteristiche del pannello e della configurazione della connessione.

### NOTE

- <sup>(1)</sup> La resistenza di progetto a trazione del connettore è la minima fra la resistenza di progetto lato legno ( $R_{d,leg}$ ) e la resistenza di progetto lato acciaio ( $R_{d,acciaio}$ ).

$$R_{d,t} = \min \left( \frac{R_{d,leg} \cdot k_{mod}}{\gamma_{m1}}, \frac{R_{d,acciaio}}{\gamma_{m2}} \right)$$

- <sup>(2)</sup> La resistenza di progetto a compressione del connettore è la minima fra la resistenza di progetto lato legno ( $R_{d,leg}$ ) e la resistenza di progetto ad instabilità ( $R_{d,inst}$ ).

$$R_{d,c} = \min \left( \frac{R_{d,leg} \cdot k_{mod}}{\gamma_{m1}}, \frac{R_{d,inst}}{\gamma_{m2}} \right)$$

- <sup>(3)</sup> La resistenza assiale ad estrazione del filetto è stata valutata considerando un angolo di 90° fra le fibre ed il connettore e per una lunghezza di filetto efficace pari a  $b$  o  $s_2$ . Per valori intermedi di  $s_2$  è possibile interpolare linearmente.

- <sup>(4)</sup> La resistenza assiale ad estrazione del filetto è stata valutata considerando un angolo di 45° fra le fibre ed il connettore e per una lunghezza di filetto efficace pari a  $s_2$ .

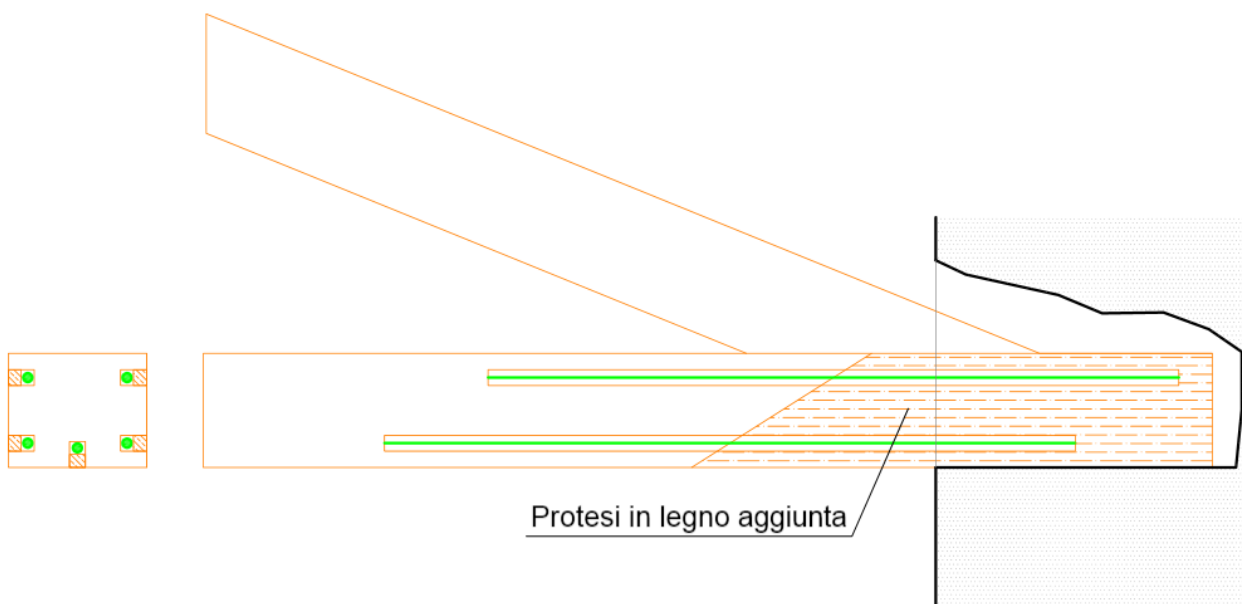
- <sup>(5)</sup> La resistenza di progetto a scorrimento del connettore è la minima fra la resistenza di progetto lato legno ( $R_{d,leg}$ ) e la resistenza di progetto lato acciaio ( $R_{d,acciaio}$ ).

$$R_{d,s} = \min \left( \frac{R_{d,leg} \cdot k_{mod}}{\gamma_{m1}}, \frac{R_{d,acciaio}}{\gamma_{m2}} \right)$$

Per una corretta realizzazione del giunto, la testa del connettore deve essere completamente inserita nella piastra in acciaio.

- <sup>(6)</sup> La resistenza a trazione del connettore è stata valutata considerando un angolo di 45° fra le fibre ed il connettore.

**Schema nodo tipo da ricostruire**



1. Puntellare la capriata
2. Tagliare la trave a 45° e rimuovere la parte degradata
3. Collegare con barre metalliche B450C ad adherenza migliorata n.5Ø12 e resina epossidica bicomponente tipo EPOX

**Protesi con barre incollate**

Per realizzare la protesi si utilizzeranno i seguenti materiali:

**Legno Massiccio D24 come la trave esistente**

**Barre B450C**

Numero barre

$$n = 5$$

Diametro barre

$$d_{nom} = 12 \text{ mm}$$

Lunghezza di incollaggio =  $\max [0,5d^2; 10d] = \max [72; 120]$

$$l_a = 200 \text{ mm}$$

Distanza tra il centro della barra e il lato della trave ( $\geq 2,5d=30\text{mm}$ )

$$b_b = 35 \text{ mm}$$

Distanza tra il centro della barra e il bordo inferiore della trave ( $\geq 2,5d=30\text{mm}$ )

$$h_b = 35 \text{ mm}$$

Snervamento

$$f_y = 450 \text{ MPa}$$

Coefficiente parziale di sicurezza sul materiale

$$\gamma_{m,s} = 1,15$$

**Adesivo Conforme alla UNI EN 301:2006**

Modulo di elasticità	3000 Mpa
Resistenza a trazione	18 MPa
Resistenza a taglio	10 Mpa
Resistenza a compressione	45 MPa
Densità	1600 kg/m <sup>3</sup>

Sforzo di trazione su elemento Asta n°2 – Catena (da analisi FEM):

$$N_{\max} = 3492 \text{ daN (SLU)}$$

Sforzo di trazione su ciascuna barra:

$$N = N_{\max} / n = 3492 / 5 = 698 \text{ daN} = 6980 \text{ N}$$

Il calcolo della capacità portante della barra incollata è ben descritto nelle CNR-DT 206/2007 §7.10.2.

**I modi di rottura da considerare sono:**

- a) rottura a trazione della barra di acciaio;
- b) rottura per scorrimento del legno all'interfaccia con l'adesivo;
- c) rottura completa o parziale dell'elemento ligneo per trazione;

Il valore caratteristico della capacità portante del collegamento con barre di acciaio incollate in direzione parallela alla fibratura si determina tramite la relazione:

$$F_{ax, Rd} = \min : \quad \begin{array}{ll} \text{modo a)} & f_{yd} A_{res} = 450/1.15 * 113 = 44183 \text{ N} \\ \text{modo b)} & \pi d_{eq} l_{ad} f_{vd} = \pi 13.2 * 200 * 2.13 = 17666 \text{ N} \\ \text{modo c)} & f_{t,0,d} A_{eff} = 5.33 * 4752 = 25328 \text{ N} \end{array}$$

Dove :

$f_{yd}$  è il valore di calcolo della tensione di snervamento della barra d'acciaio

$A_{res}$  è la sezione resistente della barra d'acciaio

$d_{eq}$  è il diametro equivalente, da assumere pari al minore fra il diametro del foro e  $1,10d$

$l_{ad}$  è la lunghezza di ancoraggio della barra d'acciaio

$f_{vd}$  è il valore di calcolo della resistenza allo scorrimento secondo la Tab. 7-11

$f_{t,0,d}$  è la tensione di progetto di trazione in direz. Parallela alla fibratura del legno:

$$k_{mod} * f_{t,0,k} / \gamma_m = 0.8 * 10 / 1.5 = 5.33 \text{ N/mm}^2 \text{ (cautelativamente } f_{t,0,k} = 10 \text{ N/mm}^2)$$

$$A_{eff} = (3d + 2.5 d) * 6d = (3 * 12 + 30) * (6 * 12) = 4752 \text{ mm}^2$$

Pertanto:

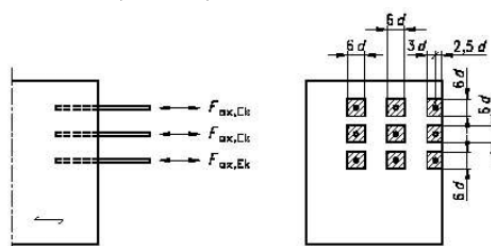
$$F_{ax, Rd} = 17666 * 0.8 / 1.5 = 9422 \text{ N} > 6982 \text{ N}$$

**Tabella 7-11**-Valori caratteristici della resistenza a scorrimento dello spessore di colla

Resistenza della linea di incollaggio	Lunghezza incollata effettiva $l_{ad}$ della barra d'acciaio [mm]		
$f_{v,k}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\leq 250$	$250 < l_{ad} \leq 500$	$500 < l_{ad} \leq 1000$
	4.0	$5.25 - 0.005 l_{ad}$	$3.5 - 0.0015 l_{ad}$

In generale, la capacità portante di unioni con più barre si determina moltiplicando la capacità della singola barra, valutata nel rispetto di tutte le prescrizioni imposte nel presente punto, per il numero di barre. Nel caso in cui le barre di acciaio vengano incollate con un angolo  $\alpha$  rispetto alla direzione delle fibre il valore della resistenza allo scorrimento, determinato in accordo con la Tabella 7-11, deve essere corretto secondo la seguente relazione:

$$f_{v,\alpha,k} = f_{v,k} \cdot (1.5 \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha) \quad (7.60)$$



**Estratto da Istruzioni CNR DT-206**

E' oggetto di questa verifica l'ancoraggio dei paletti, sottoposti alla forza massima trasmessa dal cavo di fissaggio del DPI all'atto dell'eventuale caduta dell'operatore, alle strutture in legno della copertura.

La linea, in più campate di luce massima 10 m, è costituita da un cavo in acciaio con paletti di ancoraggio alle estremità, alti 40 cm.

Il fabbricante del sistema adottato fornisce due abachi da cui è possibile ricavare i valori massimi della trazione sul cavo e della freccia che si sviluppano all'atto della caduta, in funzione della lunghezza totale della linea, della lunghezza della campata e del numero di utilizzatori. E' opportuno sottolineare che questi carichi sono da riferirsi solo a questo sistema, e non possono assolutamente essere utilizzati per altri.

**Dato che ogni prodotto commerciale deve essere certificato e corredato dalla propria documentazione, il presente calcolo dovrà essere rivisto, validato e rimesso con riferimento ai prodotti che effettivamente si andranno ad installare.**

### ***NORMATIVA DI RIFERIMENTO***

Nell'analisi e nelle verifiche della struttura si è tenuto conto delle seguenti normative e s.m.i.:

— **Legge 5 novembre 1971 n. 1086**

(G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

*Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*

— **C.N.R. n. 10024/1986**

*Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo*

— **Decreto del Presidente della Repubblica 06 giugno 2001 n. 380**

(G. U. 20 ottobre 2001 n. 245 Suppl. Ord. n.239/L)

*Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia*

— **Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008**

(G.U. n. 29 del 4.2.2008 supplemento ordinario n. 30)

*"Norme tecniche per le costruzioni"*

— **D. LGS. 09 aprile 2008 n. 81**

(G.U. 30 aprile 2008 n.108 - Suppl. Ord.)

*Testo Unico sulla Salute e Sicurezza sul Lavoro*

— **D. P. G. R. 23 maggio 2016 n.6/R – Regione Piemonte**

(G.U. 26 maggio 2016)

*Regolamento regionale recante: “Norme in materia di sicurezza per l’esecuzione dei lavori in copertura (Articolo 15, legge regionale 14 luglio 2009 n.20). Abrogazione del regolamento regionale 16 maggio 2016 n. 5/R”*

— **UNI EN 795:2012**

*Dispositivi individuali per la protezione contro le cadute dall’alto – Dispositivi di ancoraggio*

— **UNI EN 341:2011 - UNI EN 353-1:2014 - UNI EN 353-2:2003 - UNI EN 354:2010**

**UNI EN 355:2003 - UNI EN 358:2001 - UNI EN 360:2003 - UNI EN 361:2003**

**UNI EN 362:2005 - UNI EN 363:2008 - UNI EN 364:1993 - UNI EN 365:2003**

— **UNI 11158:2005 - UNI 11560:2014 - UNI 11578:2015**

## ***DEFINIZIONI***

**Dispositivo di ancoraggio:** elemento o serie di elementi o componenti contenente uno o più punti di ancoraggio

**Elemento:** parte di un componente o di un sottosistema, come ad esempio corde, cinghie, elementi di attacco, accessori e linee di ancoraggio.

**Componente:** parte di un sistema venduto dal fabbricante e fornito con imballaggio, marcatura ed istruzioni per l’uso. Ad esempio supporti per il corpo e cordini.

**Punto di ancoraggio:** elemento a cui il DPI può essere applicato dopo l’installazione del dispositivo di ancoraggio.

**Ancoraggio strutturale:** elemento o elementi fissati in modo permanente ad una struttura, a cui si può applicare un dispositivo di ancoraggio o un dispositivo di protezione individuale.

**Ancoraggio strutturale di estremità:** ancoraggio strutturale ad ogni estremità di una linea d’ancoraggio flessibile.

**Ancoraggio strutturale intermedio:** ancoraggio strutturale che può essere necessario come elemento aggiuntivo tra gli ancoraggi strutturali di estremità.



**Collegamento:** cordino, assorbitore di energia o altro dispositivo applicato al punto di ancoraggio mobile di una linea d'ancoraggio flessibile e conforme alle specifiche del fabbricante.

**Trattenuta:** condizione che, per effetto del posizionamento dell'ancoraggio e della lunghezza del dispositivo di collegamento all'imbracatura, non consente il raggiungimento delle aree a rischio caduta dall'alto. Consente all'operatore di avvicinarsi ai bordi della copertura o ad altre aree a rischio, senza però consentirne la caduta.

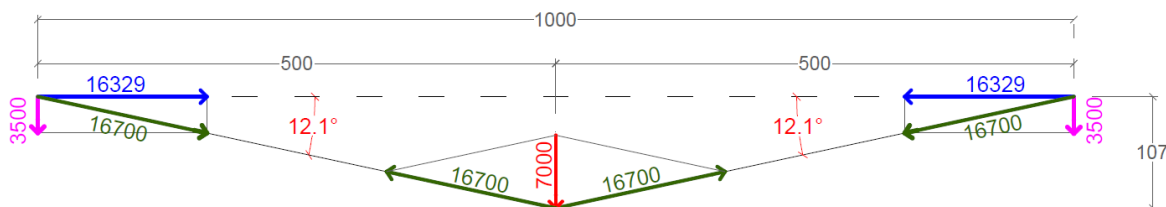
#### AZIONI MASSIME DI CALCOLO SUL PALETTO E REAZIONI DI INCASTRO ALLA FLANGIA

Il valore caratteristico della sollecitazione in caso di caduta di uno dei due operatori per la campata di 10 metri vale: **16,7 kN**

Le sollecitazioni sono deviate rispetto agli assi principali d'inerzia della flangia di incastro del paletto, quindi si scompone la forza sollecitante nelle due direzioni principali e, dopo avere condotto le due analisi, si sovrappongono le sollecitazioni risultanti sugli ancoranti (vedasi schema grafico seguente).

*Schema della funicolare delle forze ed azioni sui paletti*

Valore caratteristico della sollecitazione, in caso di caduta di uno dei due operatori



Fk=	<b>16.7</b> kN	valore caratteristico del carico sul cavo
ang=	<b>12.1</b> °	
$\gamma_q$ =	2	coeff. Sicurezza parziale per la verifica a SLU, dedotto dalla UNI EN 795, punto 4.3.3.1

Azione orizzontale di calcolo sul paletto metallico

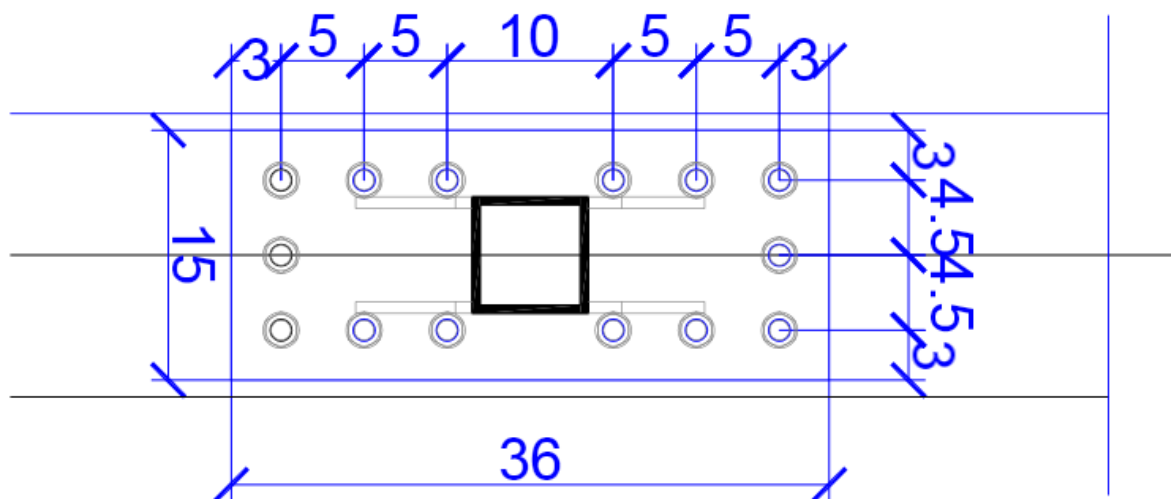
$F_d = 33.4 \text{ kN}$  ( $F_k \gamma_q$ )  
 $F_{dx} = 32.66 \text{ kN}$  valore di calcolo nella direzione del colmo  
 $F_{dy} = 7.00 \text{ kN}$  valore di calcolo perpendicolarmente al colmo

$H = 0.4 \text{ m}$  altezza paletto

#### Reazioni di incastro al piede del paletto

$V_s = F_d = 33.4 \text{ kN}$   
 $M_{s,x} = 2.80 \text{ kNm}$   $F_{dy} \cdot H$  momento xx dovuto a  $F_{dy}$   
 $M_{s,y} = 13.06 \text{ kNm}$   $F_{dx} \cdot H$  momento yy dovuto a  $F_{dx}$

#### Caratteristiche delle piastra e posizioni delle viti:



#### Trazione su ogni vite della fila “i-esima”

La sollecitazione di trazione su ogni vite viene determinata ipotizzando un meccanismo di rotazione rigida, a seguito del momento  $M_{sx}$ , della flangia sul supporto e ponendo il centro di rotazione in corrispondenza della prima fila di viti.

Si determina l’aliquota della forza di trazione su ogni barra della fila “i-esima” con:

$$N_{xi} = \frac{M_{sx} \cdot x_i}{\sum (n_j \cdot x_j^2)}$$

Dove:  $x_i$  = distanza dal punto di rotazione alla fila "i-esima"

$\Sigma$  = sommatoria da "1" a "m" dove "m" rappresenta il numero delle file

$n_j$  = numero di barre per fila

$x_j$  = distanza dal punto di rotazione alla fila

x [mm]	n	$n \cdot x^2$	$N_{xi}$ [kN]
0	3	0	0.00
50	2	5000	1.31
100	2	20000	2.61
200	2	80000	5.23
250	2	125000	6.53
300	3	270000	7.84
nt =	14	500000	

$M_{s,x} = 2.80 \text{ kNm}$   $F_{dy} \cdot H$  momento xx dovuto a  $F_{dy}$

y [mm]	n	$n \cdot x^2$	$N_{yi}$ [kN]
0	5	0	0.00
45	4	8100	2.59
90	5	40500	5.19
nt =	14	48600	

**Forza di trazione sulla vite più sollecitata risultante dalla combinazione delle due azioni:**

**Nb = 13.03 kN**

#### Taglio su ogni singola vite

La sollecitazione su ogni vite viene determinata ipotizzando una ripartizione uniforme della sollecitazione, dividendo il taglio di incastro per il numero delle viti.

$V_b = V_s / nt =$

dove :

$nt =$

**2.39 kN**

**14**

Forza di calcolo a taglio per ciascuna vite

numero totale delle viti

### Calcolo di verifica vite

Vite delle seguenti caratteristiche:

diametro nominale pari a	12 mm
diam. gambo liscio	8.2 mm
diam. nucleo parte filettata	7.2 mm
lunghezza totale	180 mm
lunghezza filetto	100 mm
tensione ultima della vite	800 N/mm <sup>2</sup> Acciaio in classe di resistenza 10.9

Azioni di calcolo sulla vite:

Nb =	13.03 kN	(Forza di calcolo a trazione)
Vb =	2.39 kN	(Forza di calcolo a taglio)

### **VERIFICA DEL GAMBO DELLA VITE**

AZIONI DI CALCOLO:

F t.Sd = Nb =	13.0 kN	(Forza di calcolo a trazione)
F v.Sd = Vb =	2.4 kN	(Forza di calcolo a taglio)

RESISTENZE DI CALCOLO per la verifica (EC3 - 6.5.5):

F t.Rd = $0.9 \cdot f_{ub} \cdot \omega_b / \gamma_{Mb}$ =	28.2 kN	(Forza resistente a trazione)
F v.Rd = $0.6 \cdot f_{ub} \cdot \omega_b / \gamma_{Mb}$ =	18.8 kN	(Forza resistente a taglio)

dove:

$\omega_b$ =	53 mm <sup>2</sup>	area efficace della sezione ridotta della vite (gambo liscio)
$\gamma_{Mb}$ =	1.35	coeff. di sicur. del materiale (EC3 - 6.1.1)
$f_{ub}$ =	800 N/mm <sup>2</sup>	tensione ultima della vite

CONDIZIONI DI VERIFICA (EC3 - 6.5.5):

<b>Taglio:</b> F v.Sd = 2.4 kN ≤ F v.Rd = 18.8 kN	(VERO)	coeff.sic.= 7.86
		OK
<b>Trazione:</b> F t.Sd = 13.0 kN ≤ F t.Rd = 28.2 kN	(VERO)	coeff.sic.= 2.16
		OK
<b>Azioni combinate:</b> $[F_{t.Sd} / (1.4 F_{t.Rd})] + [F_{v.Sd} / F_{v.Rd}] =$	0.46 ≤ 1	(VERO)
		coeff.sic.= 2.18
		OK

### **VERIFICA DELLA PORZIONE FILETTATA DELLA VITE**

AZIONI DI CALCOLO:

F t.Sd = Nb =	13.0 kN	(Forza di calcolo a trazione)
---------------	---------	-------------------------------

RESISTENZE DI CALCOLO per la verifica (EC3 - 6.5.5):

F t.Rd = $0.9 \cdot f_{ub} \cdot \omega_b / \gamma_{Mb} / 1000$ =	21.7 kN	(Forza resistente a trazione)
---	---------	-------------------------------

dove:

$\omega_b$ =	41 mm <sup>2</sup>	area efficace della sezione ridotta della vite (parte filettata)
$\gamma_{Mb}$ =	1.35	coeff. di sicur. del materiale (EC3 - 6.1.1)

$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$  tensione ultima della vite

CONDIZIONI DI VERIFICA (EC3 - 6.5.5):

**Trazione:**  $F_{t.Sd} = 13.0 \text{ kN} \leq F_{v.Rd} = 21.7 \text{ kN}$  (VERO) coeff.sic.= 1.67  
OK

### VERIFICA DELLA CONNESSIONE PIASTRA-LEGNO

La connessione è soggetta alla forza di taglio V ed alla forza di trazione precedentemente considerate, pertanto le stesse azioni vengono ora applicate alla verifica della connessione legno-vite. Si condurrà prima la verifica all'estrazione, poi quella al rifollamento per taglio ed infine quella alle due azioni combinate.

#### VERIFICA A ESTRAZIONE DELLA VITE DAL TRAVETTO (EC5 - 8.7.2)

$F_{t.Sd} = 13.0 \text{ kN}$  (Azione di calcolo a trazione)

$\Phi = 12 \text{ mm}$  (diametro vite)

$L_o = 88 \text{ mm}$  (Lunghezza efficace di infissione, la sola parte filettata meno un diametro)

**Resistenza caratteristica all'estrazione (in direzione perpendicolare alla fibratura):**

$F_{ak} = (\pi \cdot \phi \cdot L_o)^{0.8} f_{ak}$  (risultato in N, con  $\phi$ ,  $L_o$  espressi in mm)

con:

$f_{ak} = 3.6 (p_k / 100)^{1.5}$  tensione di aderenza caratteristica in  $\text{N/mm}^2$  ( $p_k$  espressa in  $\text{kg/m}^3$ )

$p_k = 380 \text{ kg/m}^3$  massa volumica caratteristica del legno (castagno D24)

quindi:

$f_{ak} = 26.67 \text{ N/mm}^2$

$F_{ak} = 17484 \text{ N} = 17.48 \text{ kN}$

**Resistenza di calcolo all'estrazione:**

$F_{ad} = k_{mod} F_{ak} / \gamma_M = 14.79 \text{ kN}$

$\gamma_M = 1.3$  coefficiente di sicurezza parziale (EC5 - prospetto 2.3)

$k_{mod} = 1.1$  coefficiente di correzione in funzione della durata del carico (azioni istantanee per elementi non sottoposti all'azione diretta delle intemperie, EC5 - prospetto 3.1)

**Condizione di verifica:**

$F_{t.Sd} = 13.0 \text{ kN} \leq F_{ad} = 14.79 \text{ kN}$  (VERO) coeff.sic.= 1.14  
OK

#### VERIFICA ALL'AZIONE DI TAGLIO PERPENDICOLARE ALL'ASSE DELLA VITE (EC5 - 8.7.1 e 8.7.3):

$F_{v.Sd} = V_b = 2.4 \text{ kN}$  (Azione di calcolo a taglio)

$\Phi' = 12 \text{ mm}$  (diametro nominale della vite)

$\Phi = 7.92 \text{ mm}$  (diametro resistente, nucleo della filettatura x 1.1)

$t = 168 \text{ mm}$  (lunghezza di infissione della vite nel legno, ridotta di un diametro)

**Resistenza caratteristica per connessioni legno-acciaio ad un piano di taglio**

$F_{V,k} = \min :$

-  $f_{hk} \cdot t \cdot \phi$  (collasso per rifollamento del legno) = 36485 N

- $2.3 \cdot \sqrt{(M_y \cdot f_{hk} \cdot \varphi') + F_{ak} / 4}$  (collasso per plasticizzazione del gambo della vite)  
= 20716 N
- $f_{hk} \cdot t \cdot \varphi \cdot [\sqrt{(2 + 4M_y / (f_{hk} \cdot \varphi \cdot t^2)) - 1}] + F_{ak} / 4$  = 20760 N  
(collasso per rifollam. e plasticizzazione)

dove:

$M_y = 0.3 \cdot f_t \cdot \varphi'^{2.6} = 153491$  N·mm Momento di plasticizzazione del gambo della vite  
 $f_{hk} = 0.082 \cdot \rho_k \cdot (1 - \varphi' / 100) = 27.42$  N/mm<sup>2</sup> tensione di rifollamento caratteristica in  
 N/mm<sup>2</sup> ( $\rho_k$  espressa in kg/m<sup>3</sup>), nel caso di azione parallela  
 alla direzione delle fibre, con preforo nel legno con:

$\rho_k = 380$  kg/m<sup>3</sup> massa volumica caratteristica del legno  
 $f_t = 800$  N/mm<sup>2</sup> tensione ultima della vite

Quindi :

$F_{V_k} = 20716$  N = 20.72 kN

#### Resistenza di calcolo a taglio

$F_{V_d} = k_{mod} F_{V_k} / \gamma_M = 17.53$  kN

$\gamma_M = 1.3$  coefficiente di sicurezza parziale (EC5 - prospetto 2.3)

$k_{mod} = 1.1$  coefficiente di correzione in funzione della durata del carico (azioni istantanee  
 per elementi non sottoposti all'azione diretta delle intemperie, EC5 - prospetto 3.1)

#### Condizione di verifica:

$F_{V_{Sd}} = 2.4$  kN  $\leq F_{V_d} = 17.53$  kN (VERO) coeff.sic.= 7.33  
 OK

#### Verifica alle azioni combinate di estrazione e taglio per la connessione vite-legno (EC5 - 8.7.3):

$(F_{t_{Sd}} / F_{a_d})^2 + (F_{v_{Sd}} / F_{v_d})^2 \leq 1$  (condizione di verifica)

$0.79 \leq 1$  (VERO)

coeff.sic.= 1.26

OK