

# Comune di Collegiove

Provincia di Rieti

## RELAZIONE GENERALE

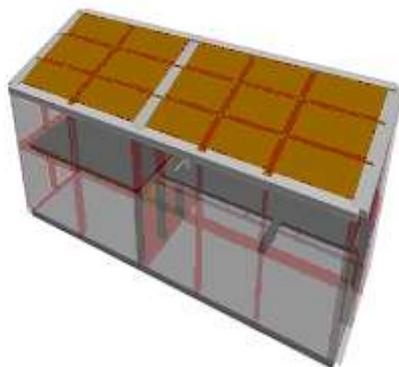
Conforme al paragrafo 10.2 del D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni"

**Oggetto:**

Intervento locale di aperture vani su muratura portante, realizzazione nuovo soppalco e copertura.

**Committente:** Riserva naturale monti Navegna e Cervia

**Data:**



**Il Committente**  
(Riserva naturale monti Navegna  
e Cervia)

**Il Progettista**  
(Arch. Antonio Zacchia)

**Il Progettista Strutturale**  
(Arch. Antonio Zacchia)

**Il Direttore dei lavori**  
(Arch. Antonio Zacchia)

## Oggetto.

Intervento locale di aperture vani su muratura portante, realizzazione nuovo soppalco e copertura.

### **Relazione tecnico-illustrativa - N.T.C. 2018 p.to 8.5.**

L'intervento in oggetto tratta della realizzazione di un nuovo soppalco, della sostituzione della copertura e dell'apertura di n. 2 varchi su muratura portante presso un fabbricato a destinazione turistica sito nel Comune di Collegiove, via Umberto 1°, su terreno distinto in catasto al foglio 6 p.lle 541-542-843.

La struttura portante del soppalco e copertura sarà costituita come di seguito specificato:

- Soppalco formato da travi HEA160, IPE140 e Grigliato Keller;
- Solaio di copertura in Castagno;

nell'ambito del progetto viene prevista l'apertura di n. 2 varchi su muratura portante mediante la posa in opera di due doppie cerchiature metalliche.

I profilati previsti sono:

#### CERCHIATURA N. 1

- Traversi superiori: 2 x HEA100
- Traversi inferiori: 2 x UPN80
- Colonne: 2 x HEA100

#### CERCHIATURA N. 2

- Traversi superiori: 2 x HEA160
- Traversi inferiori: 2 x UPN80
- Colonne: 2 x HEA160

Le verifiche svolte sul fabbricato esistente sono state eseguite adottando una stratigrafia dei terreni di fondazione desunta da un progetto di demolizione e ricostruzione di fabbricato su terreno sito in via Umberto, nelle vicinanze dell'area in cui ricade il fabbricato in esame.

Riguardando l'intervento singole parti della struttura esistente, può essere classificato come **Riparazione o intervento locale** secondo quanto indicato nelle N.T.C. del 2018 punto 8.4.1.,

L'intervento nel complesso non arrecherà sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti della struttura.

### **- Analisi Storico-Critica -**

Il fabbricato in oggetto si colloca nel Comune di Collegiove, in Via Umberto 1°. Trattasi di un edificio composto da due livelli fuori terra, con copertura a falda.

La struttura portante è costituita da muratura a conci di pietra tenera, mentre i solai sono in legno di castagno.

L'analisi strutturale è stata basata su rilievi dello stato di fatto e su testi specialistici, cercando di acquisire informazioni sugli aspetti urbanistici e storici che ne hanno condizionato e guidato lo sviluppo, con particolare riferimento alle configurazioni volte allo studio dell'edificio in esame.

### - Rilievo -

Il rilievo ha riguardato innanzitutto la geometria delle strutture e dei dettagli costruttivi. Tecnicamente ci si è avvalsi di modalità di rilievo richiamate anche nelle Norme Tecniche e nella Circolare n°617/09 e Circolare n° 7/2019 per acquisire poi un idoneo fattore di conoscenza.

In particolare si è proceduto alla spicconatura degli intonaci in prossimità delle ammorsature delle pareti portanti.

Per le parti in muratura interessate dagli interventi locali, il livello di conoscenza acquisito (dettagli costruttivi e proprietà dei materiali) in relazione alle summenzionate valutazioni a vantaggio di sicurezza (con margine di circa il 10%) è di tipo **LC1** quindi con un fattore di conoscenza pari a **1,35**.

### - Caratterizzazione Meccanica dei Materiali Esistenti -

La caratterizzazione effettuata può ritenersi conformemente al D.M. 17/1/2018 come **Verifiche in-situ limitate**, pertanto: sono basate su rilievi di tipo visivo ricorrendo a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura per esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti rispettando la “regola dell’arte”.

Tipologia di muratura	$f_{ck}$	$f_{ct}$	E	G	w
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sblozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo inteso	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tuffo, calcarenate, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura = 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura = 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura = 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

I valori utilizzati per le Resistenze sono i minimi degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in conci di pietra tenera. Pertanto le caratteristiche di resistenza della muratura esistente utilizzate corrispondono a quelle della tab C8.A.2.1 della circolare 617/2009.

### - Livelli di conoscenza e fattori di confidenza -

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate si individua, limitatamente alla struttura esistente, il livello di conoscenza **LC1** (Limitata) in quanto: la geometria della struttura è nota sono in base al rilievo, i dettagli costruttivi non sono deducibili da disegni costruttivi e sono stati ricavati sulla base di un progetto simulato eseguito secondo la pratica dell’epoca della costruzione, si è proceduto ad una limitata verifica in situ delle murature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti, non sono disponibili informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali posti in opera; si adotteranno pertanto valori usuali della pratica costruttiva dell’epoca.

In riferimento ai relativi nominativi, si farà riferimento alla terminologia di seguito usata:

- Committente -

Nome e cognome : Riserva naturale monti Navegna e Cervia

- Progettista -

Nome e cognome : Arch. Antonio Zacchia

- Progettista Strutturale -

Nome e cognome : Arch. Antonio Zacchia

- Direttore dei lavori -

Nome e cognome : Arch. Antonio Zacchia

### Localizzazione.

Comune : COLLEGIOVE  
Provincia : RIETI  
Indirizzo : via Umberto I

- Dati Catastali -

Foglio di mappa : 6  
Particella : 541-542-843

### Tipologia della costruzione.

La costruzione oggetto della relazione rientra nella tipologia definita come:

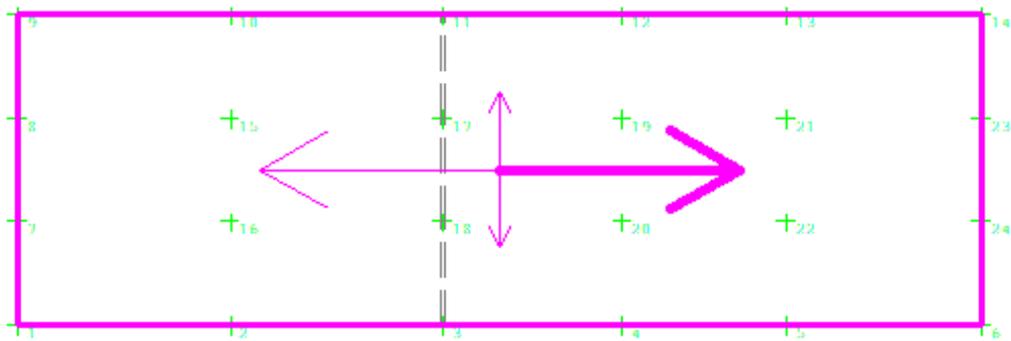
Tipologia Struttura : Edifici con struttura in muratura  
Tipologia Edificio : Edificio a più piani  
Tipologia Strutturale : Muratura ordinaria

### Descrizione geometrica.

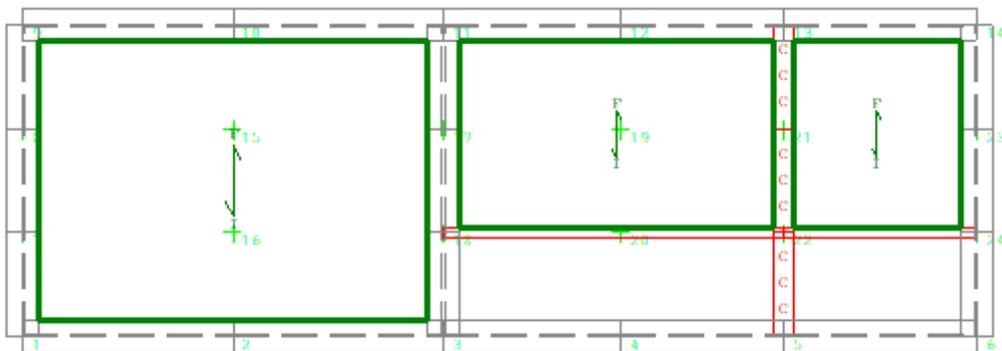
Larghezza costruzione : 14.74 m  
Lunghezza costruzione : 4.81 m  
Altezza costruzione : 6.43 m

- Livelli -

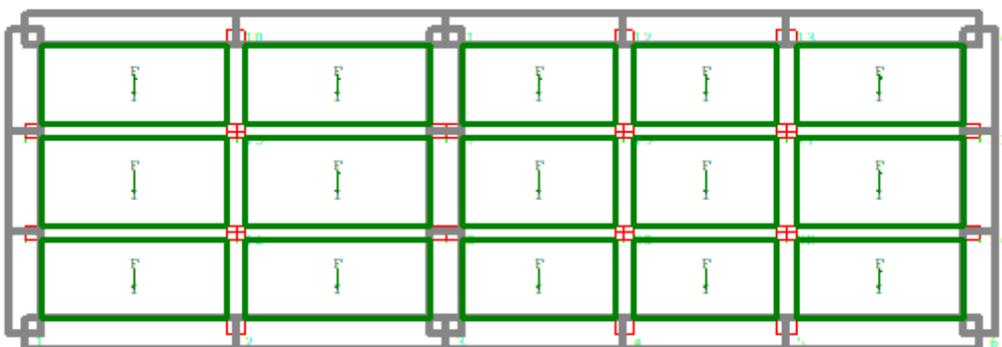
Fondazione



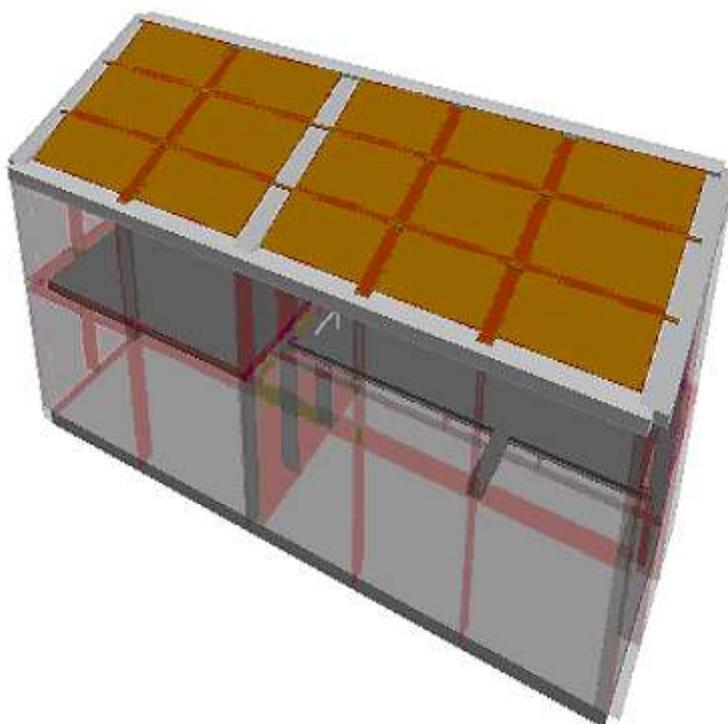
Piano 1



Piano 2



- Assonometrie -

**Assonometria 1**

### Caratteristiche geologiche.

Dalla Relazione Geologica redatta dal Dott. Geol. si riporta il seguente andamento stratigrafico del terreno:

#### Caratteristiche delle colonne stratigrafiche:

Filo : Filo fisso al quale appartiene la colonna stratigrafica;  
 Colonna : Nome della colonna stratigrafica;  
 Impalcato : Impalcato al quale appartiene la colonna stratigrafica;  
 Falda : Presenza della falda;  
 Prof. Falda : Profondità della falda (se è presente);  
 Pos. Piano Posa : Posizione del piano di posa rispetto all'estradosso dell'elemento di fondazione;  
 No. Strati : Numero degli strati della colonna stratigrafica.

Filo	Colonna	Impalcato	Falda	Prof. Falda [cm]	Pos. Piano Posa [cm]	No. Strati
1	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
2	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
3	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1

	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
<b>4</b>	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
<b>5</b>	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
<b>6</b>	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
<b>7</b>	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
<b>8</b>	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
<b>9</b>	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
<b>10</b>	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
<b>11</b>	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
<b>12</b>	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
<b>13</b>	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
<b>14</b>	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
<b>15</b>	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
<b>16</b>	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
<b>17</b>	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
<b>18</b>	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
<b>19</b>	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
<b>20</b>	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
<b>21</b>	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
<b>22</b>	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
<b>23</b>	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1
<b>24</b>	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	1	Non Presente	-	0.00	1
	Colonna 1	2	Non Presente	-	0.00	1

Caratteristiche degli strati appartenenti alle colonne stratigrafiche:

Colonna : Nome della colonna stratigrafica;  
 Strato : Nome dello strato appartenente la colonna stratigrafica;  
 Spess. : Spessore dello strato;  
 Peso : Peso dell'unità di volume dello strato;  
 Peso eff. : Peso dell'unità di volume efficace dello strato;  
 NSPT : Numero di colpi medio misurato nello strato;  
 Qc : Resistenza alla punta media misurata nello strato;  
 $\phi$  : Angolo di attrito del terreno;  
 C : Coesione drenata del terreno;  
 Cu : Coesione non drenata del terreno;  
 E : Modulo elastico del terreno;  
 G : Modulo di taglio del terreno;  
 $\nu_t$  : Coefficiente di Poisson;  
 E<sub>ed</sub> : Modulo Edometrico;  
 OCR : Grado di sovraconsolidazione del terreno.

Colonna	Strato	Spess. [cm]	Peso [daN/m <sup>3</sup> ]	Peso eff. [daN/m <sup>3</sup> ]	NSPT T	Qc [daN/c m <sup>2</sup> ]	$\phi$ [°]	C [daN/c m <sup>2</sup> ]	Cu [daN/c m <sup>2</sup> ]	E [daN/c m <sup>2</sup> ]	G [daN/c m <sup>2</sup> ]	$\nu_t$ [°]	E <sub>ed</sub> [daN/c m <sup>2</sup> ]	OC R
Colonna 1	Strato1	2000.00	1800.00	800.00	10.00	15.00	30.00	0.30	0.70	200.00	100.00	0.35	80.00	1.00



### Normative di Riferimento.

Tutte le operazioni illustrate nel proseguo, relative all'analisi della struttura ed alle verifiche sugli elementi sono state effettuate in piena conformità alle seguenti norme:

D.M. 17/01/2018:  
'Norme tecniche per le costruzioni.'

### Descrizione modello strutturale.

L'analisi numerica della struttura è stata condotta attraverso l'utilizzo del metodo degli elementi finiti ipotizzando un comportamento elastico-lineare.

Il metodo degli elementi finiti consiste nel sostituire il modello continuo della struttura con un modello discreto equivalente e di approssimare la funzione di spostamento con polinomio algebrico, definito in regioni (dette appunto elementi finiti) che sono delle funzioni interpolanti il valore di spostamento definito in punti discreti (detti nodi).

Gli elementi finiti utilizzabili ai fini della corretta modellazione della struttura verranno descritti di seguito.

Il modello di calcolo può essere articolato sulla base dell'ipotesi di impalcato rigido, in funzione della reale presenza di solai continui atti ad irrigidire tutto l'impalcato.

Tale ipotesi viene realizzata attraverso l'introduzione di adeguate relazioni cinematiche tra i gradi di libertà dei nodi costituenti l'impalcato stesso.

Il metodo di calcolo adottato, le combinazioni di carico, e le procedure di verifica saranno descritte di seguito.

### **Riferimento globale e locale.**

La struttura viene definita utilizzando una terna di assi cartesiani formanti un sistema di riferimento levogiro, unico per tutti gli elementi e chiamato "globale". Localmente esiste un'ulteriore sistema di riferimento, detto appunto "locale", utile alla definizione delle caratteristiche di rigidezza dei singoli elementi.

I due sistemi di riferimento sono correlati da una matrice, detta di rotazione.

### **Modellazione geometrica della struttura.**

Il modello geometrico (mesh) della struttura è basato sull'utilizzo dei seguenti elementi:

#### *- Nodi*

Si definiscono nodi, entità geometriche determinate tramite le tre coordinate nel riferimento globale.

I nodi, nello spazio tridimensionale, posseggono tre gradi di libertà traslazionali e tre rotazionali.

Essi sono posizionati in modo da definire gli estremi degli elementi finiti e, di regola, in ogni discontinuità strutturale, di carico, di caratteristiche meccaniche, di campo di spostamento.

#### *- Vincoli e Molle*

I gradi di libertà possono essere vincolati, bloccando il cinematismo nella direzione voluta o assegnando "molle" applicate ai nodi tramite valori di rigidezza finiti.

Un vincolo assegna a priori un valore di spostamento nullo, e quindi la variabile corrispondente viene eliminata.

#### *- Vincoli interni*

Tali vincoli servono a definire le modalità di trasmissione degli sforzi dall'elemento finito ai nodi. Ciò viene associato al concetto di trasferimento della rigidezza.

Generalmente l'elemento considerato è rigidamente connesso ai nodi che lo definiscono, in modo da bloccare tutti i gradi di libertà relativi. E' possibile, comunque "rilasciare" le caratteristiche delle sollecitazioni, in modo da svincolare i gradi di libertà corrispondenti. Nel caso particolare, il modello utilizzato consente di svincolare le tre rotazioni intorno agli assi locali dell'asta.

#### *- Aste*

Si tratta di elementi finiti monodimensionali ad asse rettilineo delimitate da due nodi (i nodi di estremità).

Per questi elementi generalmente la funzione interpolante è quella del modello analitico per cui la mesh non influisce sensibilmente sulla convergenza.

Le aste sono dotate di rigidezza assiale, flessionale, e a taglio, secondo il modello classico della trave inflessa di Eulero-Bernoulli.

Alla singola asta è possibile associare una sezione costante per tutta la sua lunghezza.

#### *- Asta su suolo elastico*

Si tratta di elementi finiti monodimensionali ad asse rettilineo, di definizione simile alle aste. Sono utili a modellare travi di fondazione, considerate poggianti su suolo alla Winkler, e reagenti sia rispetto alle componenti traslazionali di cinematismo, sia rotazionali.

#### *- Lastra-Piastra*

Si tratta di elementi finiti bidimensionali, definiti da tre o quattro nodi, posti ai vertici rispettivamente di un triangolo o di un quadrilatero irregolare. La geometria reale dell'elemento viene ricondotta ad un triangolo rettangolo (elemento a tre nodi) o ad un quadrato definito nella trattazione isoparametrica.

L'elemento lastra-piastra non ha rigidità per la rotazione intorno all'asse perpendicolare al suo piano e viene trattato secondo la teoria di Mindlin-Reissner. Nel modello considerato si tiene conto dell'accoppiamento tra azioni flessionali e membranali.

*- Forze e coppie concentrate*

Per la risoluzione statica della struttura, tutti i carichi applicati agli elementi vengono trasferiti ai nodi. Ciò avviene in automatico per il peso delle aste, delle piastre, delle pareti, dei pannelli di carico presenti sulle aste e per la distribuzione di carico applicate

agli elementi bidimensionali.

Il modello di calcolo consente anche l'introduzione di forze e coppie ai nodi.

Le forze sono dirette lungo le tre direzioni del sistema di riferimento globale ed in entrambi i versi per ogni direzione.

Le coppie concentrate sono riferite ai tre assi del riferimento globale, in entrambi i versi di rotazione di ciascun asse.

*- Pannelli di carico*

Il pannello di carico è un concetto legato alla reale distribuzione di carichi gravanti sulle aste. Ne fanno parte: solai, balconi, scale.

Da tali pannelli, di forma irregolare come definiti dalla geometria dell'input, si passa alla quantificazione dei carichi trapezoidali ripartiti sulle aste. Per meglio simulare l'effetto dei pannelli, vengono generati in modo automatico anche dei carichi ripartiti torcenti, anch'essi di forma trapezia, relativi ai carichi distribuiti equivalenti al pannello.

*- Sezioni*

Le sezioni assegnabili alle aste sono definite attraverso le caratteristiche geometrico-elastiche, i moduli di resistenza plastici (sezioni in acciaio) ed il materiale.

**Materiali.**

I materiali, ai fini del calcolo delle sollecitazioni, sono considerati omogenei ed isotropi e sono definiti dalle seguenti caratteristiche: peso per unità di volume, modulo elastico, coefficiente di Poisson, coefficiente di dilatazione, e tutte le caratteristiche meccaniche, riepilogate in seguito, utili alle verifiche strutturali dettate dalla normativa.

**Matrici di calcolo della struttura.**

Dalla discretizzazione geometrica della struttura vengono definite le matrici utili a studiare il comportamento globale della struttura in esame.

*- Matrice di rigidità*

Tale matrice viene costruita partendo dalla matrice di rigidità espressa nel sistema di riferimento locale dell'elemento considerato. Attraverso un'operazione di trasformazione, mediante la matrice di rotazione, viene riferita al sistema di riferimento globale. L'ultima operazione consiste nell'"assemblaggio" delle singole matrici di ogni elemento, in modo da formare un'unica matrice relativa all'intera struttura.

*- Matrice delle masse*

La generazione della matrice globale è del tutto analoga a quella sopra descritta per la matrice di rigidità. La matrice delle masse è di tipo "consistente" e considera l'effettiva distribuzione delle masse della struttura. Come definito dalla normativa, alle masse relative ai carichi permanenti, viene aggiunta un'aliquota delle masse equivalenti ai carichi d'esercizio.

- Caratteristiche dei nodi -

I dati seguenti riportano tutte le caratteristiche relative ai nodi che definiscono la struttura ed in modo particolare:

- Nodo : numerazione interna del nodo.  
 Coordinate : coordinate del nodo secondo il sistema di riferimento globale cartesiano.  
 Imp. : impalcato di appartenenza del nodo.  
 Slave : nodo dipendente da un nodo MASTER definito nella tabella specifica;  
 Vincoli : eventuali vincoli esterni del nodo in ognuna delle 6 direzioni:  
     x : direzione X rispetto al sistema di riferimento globale;  
     y : direzione Y rispetto al sistema di riferimento globale;  
     z : direzione Z rispetto al sistema di riferimento globale;  
     Rx : rotazione attorno all'asse X del sistema di riferimento globale;  
     Ry : rotazione attorno all'asse Y del sistema di riferimento globale;  
     Rz : rotazione attorno all'asse Z del sistema di riferimento globale;

Inoltre:

- np : non presenza di vincoli;  
 p : valore infinito della rigidità;  
 Kt : valore finito delle rigidità traslazionali da leggere nella tabella specifica;  
 Kr : valore finito delle rigidità rotazionali da leggere nella tabella specifica;

Masse Nodali:

- M : valore della massa traslazionale  
 MIx : valore del momento d'inerzia della massa attorno all'asse X  
 MIy : valore del momento d'inerzia della massa attorno all'asse Y  
 MIz : valore del momento d'inerzia della massa attorno all'asse Z

Nodo	Coordinate [cm]			Impalcato	Slave	Vincoli						Masse Nodali			
	x	y	z			x	y	z	Rx	Ry	Rz	M [daNM]	MIx [daNM*cm <sup>2</sup> ]	MIy [daNM*cm <sup>2</sup> ]	MIz [daNM*cm <sup>2</sup> ]
1	0.0	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
2	325.0	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
3	650.0	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
4	925.5	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
5	1175.9	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
6	1474.4	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.0	160.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.0	320.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.0	480.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
10	325.0	480.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
11	650.0	480.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
12	925.5	480.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
13	1175.9	480.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
14	1474.4	480.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
15	325.0	320.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
16	325.0	160.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
17	650.0	320.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
18	650.0	160.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
19	1474	320.	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

	.4	3													
20	1474.4	160.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.0	0.0	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
22	325.0	0.0	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
23	650.0	0.0	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
24	925.5	0.0	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
25	1175.9	0.0	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
26	1474.4	0.0	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
27	0.0	160.2	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
28	0.0	320.3	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
29	0.0	480.6	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
30	325.0	480.6	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
31	650.0	480.6	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
32	925.5	480.6	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
33	1175.9	480.6	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
34	1474.4	480.6	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
35	650.0	320.3	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
36	650.0	160.2	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
37	1175.9	320.3	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
38	1175.9	160.2	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
39	1474.4	320.3	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
40	1474.4	160.2	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
41	0.0	0.0	513.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
42	325.0	0.0	513.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
43	650.0	0.0	513.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
44	925.5	0.0	513.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
45	1175.9	0.0	513.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
46	1474.4	0.0	513.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
47	0.0	160.2	556.3	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
48	0.0	320.3	599.7	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
49	0.0	480.6	643.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
50	325.0	480.6	643.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
51	650.0	480.6	643.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
52	925.5	480.6	643.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
53	1175.9	480.6	643.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
54	1474.4	480.6	643.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
55	325.0	320.3	599.7	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
56	325.0	160.2	556.3	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

57	650.0	320.3	599.7	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
58	650.0	160.2	556.3	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
59	925.5	320.3	599.7	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
60	925.5	160.2	556.3	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
61	1175.9	320.3	599.7	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
62	1175.9	160.2	556.3	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
63	1474.4	320.3	599.7	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
64	1474.4	160.2	556.3	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
65	81.3	480.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
66	162.5	480.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
67	243.8	480.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
68	406.3	480.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
69	487.5	480.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
70	568.8	480.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
71	741.8	480.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
72	833.7	480.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
73	1009.0	480.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
74	1092.4	480.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
75	1275.4	480.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
76	1374.9	480.6	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
77	1474.4	400.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
78	1474.4	240.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
79	1474.4	80.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
80	1374.9	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
81	1275.4	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
82	1092.4	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
83	1009.0	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
84	833.7	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
85	741.8	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
86	568.8	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
87	487.5	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
88	406.3	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
89	243.8	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
90	162.5	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
91	81.3	0.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
92	0.0	80.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
93	0.0	240.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
94	0.0	400.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
95	650.0	80.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

	0														
96	650.0	400.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
97	650.0	240.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
98	81.3	0.0	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
99	162.5	0.0	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
100	243.8	0.0	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
101	0.0	0.0	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
102	0.0	0.0	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
103	325.0	0.0	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
104	325.0	0.0	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
105	0.0	80.1	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
106	0.0	160.2	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
107	0.0	160.2	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
108	406.3	0.0	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
109	487.5	0.0	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
110	568.8	0.0	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
111	650.0	0.0	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
112	650.0	0.0	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
113	741.8	0.0	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
114	833.7	0.0	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
115	925.5	0.0	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
116	925.5	0.0	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
117	650.0	80.1	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
118	650.0	160.2	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
119	650.0	160.2	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
120	1009.0	0.0	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
121	1092.4	0.0	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
122	1175.9	0.0	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
123	1175.9	0.0	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
124	1275.4	0.0	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
125	1374.9	0.0	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
126	1474.4	0.0	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
127	1474.4	0.0	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
128	1474.4	80.1	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
129	1474.4	160.2	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
130	1474.4	160.2	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
131	0.0	240.3	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
132	0.0	320.3	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
133	0.0	320.3	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

		3													
134	0.0	400.5	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
135	0.0	480.6	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
136	0.0	480.6	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
137	81.3	480.6	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
138	162.5	480.6	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
139	243.8	480.6	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
140	325.0	480.6	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
141	325.0	480.6	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
142	406.3	480.6	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
143	487.5	480.6	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
144	568.8	480.6	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
145	650.0	480.6	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
146	650.0	480.6	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
147	741.8	480.6	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
148	833.7	480.6	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
149	925.5	480.6	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
150	925.5	480.6	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
151	650.0	400.5	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
152	650.0	320.3	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
153	650.0	320.3	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
154	1009.0	480.6	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
155	1092.4	480.6	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
156	1175.9	480.6	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
157	1175.9	480.6	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
158	1275.4	480.6	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
159	1374.9	480.6	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
160	1474.4	480.6	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
161	1474.4	480.6	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
162	1474.4	400.5	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
163	1474.4	320.3	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
164	1474.4	320.3	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
165	650.0	240.2	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
166	1474.4	240.3	278.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
167	81.3	0.0	513.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
168	162.5	0.0	513.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
169	243.8	0.0	513.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
170	0.0	0.0	434.7	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

171	0.0	0.0	356.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
172	325.0	0.0	434.7	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
173	325.0	0.0	356.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
174	0.0	80.1	534.7	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
175	0.0	160.2	463.5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
176	0.0	160.2	370.8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
177	406.3	0.0	513.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
178	487.5	0.0	513.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
179	568.8	0.0	513.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
180	650.0	0.0	434.7	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
181	650.0	0.0	356.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
182	741.8	0.0	513.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
183	833.7	0.0	513.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
184	925.5	0.0	434.7	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
185	925.5	0.0	356.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
186	650.0	80.1	534.7	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
187	650.0	160.2	463.5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
188	650.0	160.2	370.8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
189	1009.0	0.0	513.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
190	1092.4	0.0	513.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
191	1175.9	0.0	434.7	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
192	1175.9	0.0	356.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
193	1275.4	0.0	513.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
194	1374.9	0.0	513.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
195	1474.4	0.0	434.7	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
196	1474.4	0.0	356.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
197	1474.4	80.1	534.7	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
198	1474.4	160.2	463.5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
199	1474.4	160.2	370.8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
200	0.0	240.3	578.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
201	0.0	320.3	519.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
202	0.0	320.3	438.9	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
203	0.0	320.3	358.4	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
204	0.0	400.5	621.3	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
205	0.0	480.6	551.8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
206	0.0	480.6	460.5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
207	0.0	480.6	369.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
208	81.3	480.	643.	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

209	162.5	480.6	643.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
210	243.8	480.6	643.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
211	325.0	480.6	551.8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
212	325.0	480.6	460.5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
213	325.0	480.6	369.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
214	406.3	480.6	643.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
215	487.5	480.6	643.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
216	568.8	480.6	643.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
217	650.0	480.6	551.8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
218	650.0	480.6	460.5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
219	650.0	480.6	369.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
220	741.8	480.6	643.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
221	833.7	480.6	643.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
222	925.5	480.6	551.8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
223	925.5	480.6	460.5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
224	925.5	480.6	369.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
225	650.0	400.5	621.3	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
226	650.0	320.3	519.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
227	650.0	320.3	438.9	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
228	650.0	320.3	358.4	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
229	1009.0	480.6	643.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
230	1092.4	480.6	643.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
231	1175.9	480.6	551.8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
232	1175.9	480.6	460.5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
233	1175.9	480.6	369.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
234	1275.4	480.6	643.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
235	1374.9	480.6	643.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
236	1474.4	480.6	551.8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
237	1474.4	480.6	460.5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
238	1474.4	480.6	369.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
239	1474.4	400.5	621.3	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
240	1474.4	320.3	519.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
241	1474.4	320.3	438.9	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
242	1474.4	320.3	358.4	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
243	650.0	240.2	578.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
244	1474.4	240.3	578.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
245	243.8	0.0	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

246	243.8	0.0	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
247	162.5	0.0	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
248	162.5	0.0	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
249	81.3	0.0	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
250	81.3	0.0	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
251	0.0	80.1	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
252	0.0	80.1	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
253	568.8	0.0	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
254	568.8	0.0	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
255	487.5	0.0	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
256	487.5	0.0	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
257	406.3	0.0	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
258	406.3	0.0	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
259	833.7	0.0	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
260	833.7	0.0	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
261	741.8	0.0	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
262	741.8	0.0	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
263	650.0	80.1	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
264	650.0	80.1	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
265	1092.4	0.0	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
266	1092.4	0.0	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
267	1009.0	0.0	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
268	1009.0	0.0	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
269	1374.9	0.0	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
270	1374.9	0.0	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
271	1275.4	0.0	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
272	1275.4	0.0	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
273	1474.4	80.1	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
274	1474.4	80.1	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
275	0.0	240.3	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
276	0.0	240.3	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
277	0.0	400.5	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
278	0.0	400.5	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
279	243.8	480.6	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
280	243.8	480.6	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
281	162.5	480.6	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
282	162.5	480.6	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
283	81.3	480.6	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
284	81.3	480.6	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

		6	3												
285	568.8	480.6	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
286	568.8	480.6	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
287	487.5	480.6	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
288	487.5	480.6	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
289	406.3	480.6	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
290	406.3	480.6	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
291	833.7	480.6	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
292	833.7	480.6	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
293	741.8	480.6	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
294	741.8	480.6	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
295	650.0	400.5	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
296	650.0	400.5	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
297	1092.4	480.6	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
298	1092.4	480.6	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
299	1009.0	480.6	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
300	1009.0	480.6	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
301	1374.9	480.6	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
302	1374.9	480.6	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
303	1275.4	480.6	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
304	1275.4	480.6	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
305	1474.4	400.5	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
306	1474.4	400.5	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
307	650.0	240.2	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
308	650.0	240.2	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
309	1474.4	240.3	92.7	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
310	1474.4	240.3	185.3	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
311	243.8	0.0	434.7	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
312	243.8	0.0	356.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
313	162.5	0.0	434.7	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
314	162.5	0.0	356.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
315	81.3	0.0	356.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
316	81.3	0.0	434.7	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
317	0.0	80.1	363.5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
318	0.0	80.1	449.1	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
319	568.8	0.0	434.7	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
320	568.8	0.0	356.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
321	487.5	0.0	434.7	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

322	487.5	0.0	356.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
323	406.3	0.0	356.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
324	406.3	0.0	434.7	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
325	833.7	0.0	434.7	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
326	833.7	0.0	356.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
327	741.8	0.0	356.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
328	741.8	0.0	434.7	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
329	650.0	80.1	363.6	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
330	650.0	80.1	449.1	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
331	1092.4	0.0	434.7	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
332	1092.4	0.0	356.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
333	1009.0	0.0	356.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
334	1009.0	0.0	434.7	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
335	1374.9	0.0	434.7	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
336	1374.9	0.0	356.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
337	1275.4	0.0	356.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
338	1275.4	0.0	434.7	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
339	1474.4	80.1	363.5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
340	1474.4	80.1	449.1	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
341	0.0	240.3	451.2	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
342	0.0	240.3	522.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
343	0.0	240.3	364.6	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
344	0.0	400.5	363.8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
345	0.0	400.5	449.7	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
346	0.0	400.5	535.5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
347	243.8	480.6	551.8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
348	243.8	480.6	460.5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
349	243.8	480.6	369.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
350	162.5	480.6	369.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
351	81.3	480.6	369.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
352	162.5	480.6	551.8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
353	162.5	480.6	460.5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
354	81.3	480.6	460.5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
355	81.3	480.6	551.8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
356	568.8	480.6	551.8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
357	568.8	480.6	460.5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
358	568.8	480.6	369.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
359	487.5	480.6	369.3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

	5	6	3													
360	406. 3	480. 6	369. 3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
361	487. 5	480. 6	551. 8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
362	487. 5	480. 6	460. 5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
363	406. 3	480. 6	460. 5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
364	406. 3	480. 6	551. 8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
365	833. 7	480. 6	369. 3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
366	741. 8	480. 6	369. 3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
367	833. 7	480. 6	551. 8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
368	833. 7	480. 6	460. 5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
369	741. 8	480. 6	460. 5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
370	741. 8	480. 6	551. 8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
371	650. 0	400. 5	363. 8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
372	650. 0	400. 5	449. 7	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
373	650. 0	400. 5	535. 5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
374	1092. .4	480. 6	369. 3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
375	1009. .0	480. 6	369. 3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
376	1092. .4	480. 6	551. 8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
377	1092. .4	480. 6	460. 5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
378	1009. .0	480. 6	460. 5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
379	1009. .0	480. 6	551. 8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
380	1374. .9	480. 6	369. 3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
381	1275. .4	480. 6	369. 3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
382	1374. .9	480. 6	551. 8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
383	1374. .9	480. 6	460. 5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
384	1275. .4	480. 6	460. 5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
385	1275. .4	480. 6	551. 8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
386	1474. .4	400. 5	363. 8	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
387	1474. .4	400. 5	449. 7	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
388	1474. .4	400. 5	535. 5	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
389	650. 0	240. 2	451. 2	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
390	650. 0	240. 2	522. 3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
391	650. 0	240. 2	364. 6	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
392	1474. .4	240. 3	451. 2	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
393	1474. .4	240. 3	522. 3	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
394	1474. .4	240. 3	364. 6	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
395	325. 0	400. 5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	
396	325. 0	240. 3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00	

397	325.0	80.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
398	568.8	240.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
399	487.5	240.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
400	406.3	240.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
401	487.5	80.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
402	487.5	160.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
403	568.8	80.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
404	568.8	160.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
405	487.5	400.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
406	487.5	320.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
407	568.8	400.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
408	568.8	320.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
409	1092.4	80.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
410	1092.4	160.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
411	1092.4	240.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
412	1092.4	320.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
413	1092.4	400.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
414	738.9	240.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
415	827.8	240.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
416	916.4	240.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
417	1004.8	240.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
418	830.5	400.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
419	829.2	320.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
420	740.4	400.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
421	739.6	320.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
422	831.2	80.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
423	829.2	160.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
424	740.6	80.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
425	739.7	160.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
426	81.3	80.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
427	162.5	80.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
428	243.8	80.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
429	81.3	160.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
430	162.5	160.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
431	243.8	160.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
432	81.3	400.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
433	81.3	320.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
434	81.3	240.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

435	162.5	240.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
436	243.8	240.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
437	162.5	400.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
438	162.5	320.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
439	243.8	320.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
440	243.8	400.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
441	406.3	80.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
442	406.3	160.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
443	406.3	320.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
444	406.3	400.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
445	1378.2	400.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
446	1281.9	400.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
447	1185.4	400.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
448	1378.6	320.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
449	1283.0	320.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
450	1187.3	320.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
451	1376.1	80.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
452	1377.2	160.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
453	1378.4	240.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
454	1282.5	240.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
455	1187.3	240.3	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
456	1278.3	80.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
457	1281.3	160.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
458	1186.0	160.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
459	1183.9	80.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
460	1005.3	320.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
461	1006.3	400.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
462	919.4	400.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
463	917.5	320.4	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
464	1007.1	80.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
465	1005.3	160.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
466	917.8	160.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
467	920.0	80.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella dei Nodi Master:

Nodo	Tipo Nodo	Coordinate [cm]		
		x	y	z
M1	Impalcato Rigido	704.83	258.95	278.00
M2	Impalcato Rigido	731.68	244.24	579.07

- Caratteristiche delle aste -

La tabella seguente riporta tutte le caratteristiche relative alle aste della struttura ed in modo particolare la colonna:

- Asta : numerazione dell'asta
- Fili : fili fissi ai quali appartiene l'asta
- Nodo In.: nodo iniziale dell'asta
- Nodo Fin. : nodo finale dell'asta
- Tipo : funzione dell'asta
- Sez. : sezione trasversale associata all'asta come da 3.4
- L : lunghezza teorica (nodo-nodo) dell'asta
- Imp. : impalcato di appartenenza dell'asta

Asta	Fili	Nodo In.	Nodo Fin.	Tipo	Sez.	L [cm]	Imp.	Vincoli interni												
								Estremo In.						Estremo Fin.						
								Spo X	Spo Y	Spo Z	Rot X	Rot Y	Rot Z	Spo X	Spo Y	Spo Z	Rot X	Rot Y	Rot Z	
1	22, 5	38	25	Cordolo	4	160.15	Piano 1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	13, 21	33	37	Cordolo	4	160.29	Piano 1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3	18, 22	36	38	Cordolo	5	525.93	Piano 1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
4	21, 22	37	38	Cordolo	4	160.15	Piano 1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
5	22, 24	38	40	Cordolo	5	298.47	Piano 1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
6	1, 2	41	167	Cordolo	6	81.25	Piano 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
7	1, 2	167	168	Cordolo	6	81.25	Piano 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
8	1, 2	168	169	Cordolo	6	81.25	Piano 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
9	1, 2	169	42	Cordolo	6	81.25	Piano 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
10	1, 7	41	174	Cordolo	6	82.97	Piano 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
11	1, 7	174	47	Cordolo	6	82.97	Piano 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
12	2, 3	42	177	Cordolo	6	81.25	Piano 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
13	2, 3	177	178	Cordolo	6	81.25	Piano 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
14	2, 3	178	179	Cordolo	6	81.25	Piano 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
15	2, 3	179	43	Cordolo	6	81.25	Piano 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
16	2, 16	42	56	Cordolo	1	165.90	Piano 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
17	3, 4	43	182	Cordolo	6	91.83	Piano 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
18	3, 4	182	183	Cordolo	6	91.83	Piano 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
19	3, 4	183	44	Cordolo	6	91.83	Piano 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
20	3, 18	43	186	Cordolo	6	82.95	Piano 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

21	3, 18	186	58	Cordolo	6	82.95	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
22	4, 5	44	189	Cordolo	6	83.47	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
23	4, 5	189	190	Cordolo	6	83.47	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
24	4, 5	190	45	Cordolo	6	83.47	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
25	4, 20	44	60	Cordolo	1	165.90	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
26	5, 6	45	193	Cordolo	6	99.50	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
27	5, 6	193	194	Cordolo	6	99.50	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
28	5, 6	194	46	Cordolo	6	99.50	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
29	5, 22	45	62	Cordolo	1	165.90	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
30	6, 24	46	197	Cordolo	6	82.97	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
31	6, 24	197	64	Cordolo	6	82.97	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
32	7, 8	47	200	Cordolo	6	82.94	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
33	7, 8	200	48	Cordolo	6	82.94	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
34	7, 16	47	56	Cordolo	2	325.00	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
35	8, 9	48	204	Cordolo	6	83.02	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
36	8, 9	204	49	Cordolo	6	83.02	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
37	8, 15	48	55	Cordolo	2	325.00	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
38	9, 10	49	208	Cordolo	6	81.25	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
39	9, 10	208	209	Cordolo	6	81.25	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
40	9, 10	209	210	Cordolo	6	81.25	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
41	9, 10	210	50	Cordolo	6	81.25	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
42	10, 11	50	214	Cordolo	6	81.25	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
43	10, 11	214	215	Cordolo	6	81.25	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
44	10, 11	215	216	Cordolo	6	81.25	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
45	10, 11	216	51	Cordolo	6	81.25	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
46	15, 10	55	50	Cordolo	1	166.04	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
47	11, 12	51	220	Cordolo	6	91.83	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
48	11, 12	220	221	Cordolo	6	91.83	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
49	11, 12	221	52	Cordolo	6	91.83	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
50	17, 11	57	225	Cordolo	6	83.02	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
51	17, 11	225	51	Cordolo	6	83.02	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
52	12, 13	52	229	Cordolo	6	83.47	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
53	12, 13	229	230	Cordolo	6	83.47	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

54	12, 13	230	53	Cordolo	6	83.47	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
55	19, 12	59	52	Cordolo	1	166.04	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
56	13, 14	53	234	Cordolo	6	99.50	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
57	13, 14	234	235	Cordolo	6	99.50	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
58	13, 14	235	54	Cordolo	6	99.50	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
59	21, 13	61	53	Cordolo	1	166.04	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
60	23, 14	63	239	Cordolo	6	83.02	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
61	23, 14	239	54	Cordolo	6	83.02	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
62	16, 15	56	55	Cordolo	1	165.93	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
63	15, 17	55	57	Cordolo	2	325.00	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
64	16, 18	56	58	Cordolo	2	325.00	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
65	18, 17	58	243	Cordolo	6	82.97	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
66	18, 17	243	57	Cordolo	6	82.97	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
67	17, 19	57	59	Cordolo	2	275.47	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
68	18, 20	58	60	Cordolo	2	275.47	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
69	20, 19	60	59	Cordolo	1	165.93	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
70	19, 21	59	61	Cordolo	2	250.47	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
71	20, 22	60	62	Cordolo	2	250.47	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
72	22, 21	62	61	Cordolo	1	165.93	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
73	21, 23	61	63	Cordolo	2	298.47	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
74	22, 24	62	64	Cordolo	2	298.47	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
75	24, 23	64	244	Cordolo	6	82.94	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
76	24, 23	244	63	Cordolo	6	82.94	Pia no 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

- Caratteristiche delle Piastre -

La tabella seguente riporta tutte le caratteristiche relative alle piastre della struttura:

- Piastra : numerazione della piastra
- Impalcato : impalcato al quale appartiene la piastra
- Fili : fili fissi ai quali appartiene la piastra
- Tipo : tipologia della piastra (parete o platea)
- Numero Elementi: numero di elementi che compongono la piastra
- Nome Materiale : nome del materiale usato per progettare la piastra
- KwN : modulo di Winkler normale;
- KwT : modulo di Winkler tangenziale;

Piastra	Impalcato	Fili	Spess.	Tipo	Numero Elementi	Nome Materiale	Kwn [daN]	Kwt [daN]
---------	-----------	------	--------	------	-----------------	----------------	-----------	-----------

							/cm <sup>3</sup>	/cm <sup>3</sup>
1	Piano 1	1-2	50.00	Parete in Muratura	12	Muratura1	-	-
2	Piano 1	1-7	50.00	Parete in Muratura	6	Muratura1	-	-
3	Piano 1	2-3	50.00	Parete in Muratura	12	Muratura1	-	-
4	Piano 1	3-4	50.00	Parete in Muratura	9	Muratura1	-	-
5	Piano 1	3-18	50.00	Parete in Muratura	6	Muratura1	-	-
6	Piano 1	4-5	50.00	Parete in Muratura	9	Muratura1	-	-
7	Piano 1	5-6	50.00	Parete in Muratura	9	Muratura1	-	-
8	Piano 1	6-24	50.00	Parete in Muratura	6	Muratura1	-	-
9	Piano 1	7-8	50.00	Parete in Muratura	6	Muratura1	-	-
10	Piano 1	8-9	50.00	Parete in Muratura	6	Muratura1	-	-
11	Piano 1	9-10	50.00	Parete in Muratura	12	Muratura1	-	-
12	Piano 1	10-11	50.00	Parete in Muratura	12	Muratura1	-	-
13	Piano 1	11-12	50.00	Parete in Muratura	9	Muratura1	-	-
14	Piano 1	17-11	50.00	Parete in Muratura	6	Muratura1	-	-
15	Piano 1	12-13	50.00	Parete in Muratura	9	Muratura1	-	-
16	Piano 1	13-14	50.00	Parete in Muratura	9	Muratura1	-	-
17	Piano 1	23-14	50.00	Parete in Muratura	6	Muratura1	-	-
18	Piano 1	18-17	50.00	Parete in Muratura	6	Muratura1	-	-
19	Piano 1	24-23	50.00	Parete in Muratura	6	Muratura1	-	-
20	Piano 2	1-2	50.00	Parete in Muratura	12	Muratura1	-	-
21	Piano 2	1-7	50.00	Parete in Muratura	6	Muratura1	-	-
22	Piano 2	2-3	50.00	Parete in Muratura	12	Muratura1	-	-
23	Piano 2	3-4	50.00	Parete in Muratura	9	Muratura1	-	-
24	Piano 2	3-18	50.00	Parete in Muratura	6	Muratura1	-	-
25	Piano 2	4-5	50.00	Parete in Muratura	9	Muratura1	-	-
26	Piano 2	5-6	50.00	Parete in Muratura	9	Muratura1	-	-
27	Piano 2	6-24	50.00	Parete in Muratura	6	Muratura1	-	-
28	Piano 2	7-8	50.00	Parete in Muratura	8	Muratura1	-	-
29	Piano 2	8-9	50.00	Parete in Muratura	8	Muratura1	-	-
30	Piano 2	9-10	50.00	Parete in Muratura	16	Muratura1	-	-
31	Piano 2	10-11	50.00	Parete in Muratura	16	Muratura1	-	-
32	Piano 2	11-12	50.00	Parete in Muratura	12	Muratura1	-	-
33	Piano 2	17-11	50.00	Parete in Muratura	8	Muratura1	-	-
34	Piano 2	12-13	50.00	Parete in Muratura	12	Muratura1	-	-
35	Piano 2	13-14	50.00	Parete in Muratura	12	Muratura1	-	-
36	Piano 2	23-14	50.00	Parete in Muratura	8	Muratura1	-	-
37	Piano 2	18-17	50.00	Parete in Muratura	8	Muratura1	-	-
38	Piano 2	24-23	50.00	Parete in Muratura	8	Muratura1	-	-
39	Fondazione	9, 14, 6, 1	30.00	Platea Cls	102	Cls1	5.00	2.50

## Caratteristiche dei materiali.

Nell'ambito del progetto, per sviluppare i calcoli strutturali, si è fatto riferimento ai parametri tecnici dei seguenti materiali divisi per categoria di appartenenza:

### a - Calcestruzzo

Nome	Classe	Rek [daN/cm <sup>2</sup> ]	v	ps [daN/m <sup>3</sup> ]	α [1/°C]	Ec [daN/cm <sup>2</sup> ]	FC	γ <sub>m,c</sub>	Ect/Ec	fck [daN/cm <sup>2</sup> ]	fed SLV [daN/cm <sup>2</sup> ]	ftcd SLV [daN/cm <sup>2</sup> ]	fed SLD [daN/cm <sup>2</sup> ]	ftcd SLD [daN/cm <sup>2</sup> ]	ftck,0.05 [daN/cm <sup>2</sup> ]	ftcm [daN/cm <sup>2</sup> ]	εc2 [%]	εcu2 [%]
Cls1	C25/30	300	0.15	2500.00	1.0E-005	314758.06	1.00	1.50	0.50	250.00	141.67	11.97	212.50	17.95	17.95	25.65	2.00	3.50

### b - Acciaio per C.A.

Nome	Tipo	γ <sub>m</sub>	γ <sub>E</sub>	FC	Es [daN/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>d</sub> SLV [daN/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>d</sub> SLD [daN/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>d</sub> SLE [daN/cm <sup>2</sup> ]	k	ε <sub>ud</sub> [%]
Barre1	B450C	1.15	-	1.00	2100000.00	4500.00	5400.00	3913.04	4500.00	3913.04	1.00	10.00

### c - Acciaio per carpenteria.

Nome	Norm.	Tipo	v	ps [daN/m <sup>3</sup> ]	α [1/°C]	E [daN/cm <sup>2</sup> ]	γ <sub>M0</sub>	γ <sub>M1</sub>	γ <sub>M2</sub>	f <sub>y</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>u</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]
Acciaio1	UNI EN 10025-2	S235	0.30	7850.00	1.2E-005	2100000.00	1.05	1.05	1.25	2350.00	3600.00

**d - Legno.**

Nome	Norm.	Classe	P. spec. [daN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_m$	FC	Kmod	E <sub>0,mean</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	E <sub>0,05</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	G <sub>mean</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>m,k</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>t,0,k</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>c,0,k</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>v,k</sub> [daN/cm <sup>2</sup> ]
LegnoI (Provenienza italiana)	EN 11035	Castagno	580.00	1.45	1.00	0.80	125000.00	105000.00	7800.00	280.00	170.00	220.00	40.00

**e - Muratura**

Nome	Tipo	Malta	LC	$\nu$	$\alpha t$ [1/°C]	Coeff. Corr.	FC	$\gamma_m$	E [daN/c m <sup>2</sup> ]	G [daN/c m <sup>2</sup> ]	f <sub>bk</sub> [daN/c m <sup>2</sup> ]	f <sub>bk,Or</sub> [daN/c m <sup>2</sup> ]	f <sub>k</sub> - f <sub>m</sub> [daN/c m <sup>2</sup> ]	f <sub>vk0</sub> [daN/c m <sup>2</sup> ]	f <sub>vk,lim</sub> [daN/c m <sup>2</sup> ]	$\tau_0$ [daN/c m <sup>2</sup> ]	ps [daN/ m <sup>3</sup> ]
MuraturaI	Pietra tenera irregolare	-	LC1	0.30	1.0E-005	1.00	1.35	3.00	10800.00	3600.00	150.00	-	14.00	-	-	0.28	1600.00

**Vita nominale.**

La vita nominale della costruzione è posta pari a 50 (Opere Ordinarie). La scelta è stata effettuata dal Committente e dal Progettista.

**Classe d'uso e di duttilità.**

In base alla vita utile definita precedentemente, la costruzione viene classificata come III.

Classe di duttilità : B

La scelta è stata effettuata dal Committente e dal Progettista.

**Stati limite e prestazioni attese di esercizio.**

Le verifiche agli stati limite di salvaguardia della vita, scelte dal Committente e dal Progettista, da effettuare riguardano:

In riferimento alle verifiche agli stati limite di esercizio effettuate, si riportano i valori limite delle relative grandezze. La scelta è stata effettuata dal Committente e dal Progettista.

- Elementi in c.a. - Verifiche SLV

Travi

Pareti

Platee

Flessione  
Taglio

- Elementi in c.a. - Verifiche SLD

**Travi**

**Pareti**

**Platee**

Flessione

- Elementi in c.a. - Verifiche SLE

**Travi**

**Pareti**

**Platee**

<b>TENSIONI DI ESERCIZIO</b>		
<b>Combinazione</b>	<b>fck</b>	<b>fyk</b>
Caratteristica	0.60	0.80
Quasi permanente	0.45	0.80
<b>FESSURAZIONE</b>		
<b>Combinazione</b>	<b>Ampiezza massima della fessura [mm]</b>	
Frequente	0.40	
Quasi permanente	0.30	

- Elementi in acciaio -

**Travi**

Resistenza SLV

Deformabilità SLV

Stabilità SLE - Caratteristica

Stabilità SLE - Frequente

Stabilità SLE - Quasi Permanente

- Elementi in legno -

**Travi**

Resistenza normale - SLV

Resistenza tangenziale - SLV

Svergolamento - SLV

Deformabilità - Caratteristica

Deformabilità - Quasi Permanente

- Elementi in muratura - Verifiche SLV

Fuori Piano

Carichi Verticali

Eccentricità

- Elementi in muratura - Verifiche SLD
  
  - Elementi in muratura armata - Verifiche SLV
  
  - Elementi in muratura armata - Verifiche SLD
  
  - Solai a trave continua - Verifiche SLV
- SOLAIO IN PUTRELLE E TAVELLONI
- SOLAIO CON TRAVI IN LEGNO E TAVOLATO
- Solai a trave continua - Verifiche SLE

### Verifiche Geotecniche.

La verifica del sistema di fondazione relativo alla struttura in oggetto, è stata effettuata sulla base dei dati geologici e dei parametri geotecnici forniti, seguendo l'approccio di progetto relativo alla normativa di riferimento:  
L'approccio progettuale scelto è APPROCCIO 2.

- (punti 6.4.2.1 del DM 17/01/2018 e 6.4.3 per fondazioni su pali del DM 17/01/2018)

A1 + M1 + R3

Dove:

- Coefficienti parziali per le azioni

CARICHI	COEFFICIENTE PARZIALE	Comb. A1
PERMANENTI	$\gamma_{G1ns}$	1.3
PERMANENTI NON STRUTTURALI	$\gamma_{G2ns}$	1.5
VARIABILI	$\gamma_{Qi}$	1.5

- Coefficienti per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPL. IL COEFF. PARZIALE	Comb. M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\tan\phi$	1.0
Coesione drenata del terreno	C	1.0
Coesione non drenata del terreno	$C_u$	1.0
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	1.0

- Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati ultimi di fondazioni superficiali

VERIFICA	COEFFICIENTE
	ENTE

	<b>PARZIALE R3</b>
<b>Capacità portante</b>	$\gamma_R = 2.3$

Le verifiche eseguite verranno riassunte nella relazione geotecnica e sulle fondazioni allegata.

### Verifica a Stato Limite di Danno.

La verifica a stato limite di danno viene effettuata utilizzando, su scelta del Committente e del Progettista, il valore limite per ogni impalcato pari al 2 per mille.

La descrizione del tamponamento: Struttura portante in muratura ordinaria.

### Verifica a Stato Limite di Operatività.

Per edifici con Struttura portante in muratura ordinaria il controllo viene fatto tramite la seguente relazione:

$$d_r < (2/3) \cdot 0.0020 \text{ h}$$

### Tipo di calcolo. (ANALISI STATICA NON LINEARE).

Il calcolo risolutivo della struttura è stato effettuato utilizzando un sistema di equazioni lineari (di dimensioni pari ai gradi di libertà), secondo la relazione:

$$\underline{u} = [\underline{K}]^{-1} \underline{F}$$

dove:  $\underline{F}$  = vettore dei carichi risultanti applicate ai nodi;  
 $\underline{u}$  = vettore dei cinematismi nodali;  
 $[\underline{K}]$  = matrice di rigidezza globale.

Tale analisi è stata ripetuta per tutte le condizioni presenti sulla struttura, identificati dai vettori dei carichi relativi a:

- carichi permanenti;
- carichi d'esercizio;
- delta termico;

Il calcolo consiste nell'incrementare i carichi sismici fino a quando la struttura raggiunge il collasso.

La struttura viene discretizzata a telaio, dove ogni elemento che resiste a sisma si considera incastrato agli estremi fino a quando si raggiunge il limite elastico. Superato tale limite, l'elemento si considera come una biella compressa (incernierata agli estremi) capace di trasmettere solo carichi verticali.

Il risultato consiste in un diagramma, denominato '**curva di capacità**', dove in ascissa viene riportato lo spostamento di un punto di controllo (generalmente si sceglie il livello della copertura), mentre in ordinata viene riportata la forza totale orizzontale applicata alla struttura.

Dalla curva di capacità è possibile ricavare la '**capacità di spostamento**' della struttura.

La verifica globale della struttura si considera soddisfatta se la capacità di spostamento è maggiore della '**domanda di spostamento**'

$$d_{\max}^* = S_{De}(T^*) \quad \text{per } T^* \geq T_C$$

$$d_{\max}^* = ((S_{De}(T^*)) / q^*) \cdot [1 + (q^* - 1) \cdot T_C / T^*] \quad \text{per } T^* < T_C$$

dove:

$d_{\max}^*$  è la domanda di spostamento.

$T^* = 2\pi\sqrt{m^* / k^*}$  è il periodo del sistema equivalente ad un grado di libertà.

$T_C$  è riportato nella tabella 3.2.VI del punto 3.2.3.2.2 del D.M. 17/01/2018.

$m^* = \sum m_i \Phi_i$  è la massa partecipante del sistema equivalente.

$k^*$  è la rigidezza secante del sistema equivalente ad un grado di libertà.

$q^* = S_e(T^*)m^* / F_y^*$  è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

$S_{De}(T^*)$	è il valore dello spettro di risposta elastico degli spostamenti in corrispondenza del periodo $T^*$ .
$S_e(T^*)$	è il valore dello spettro di risposta elastico delle accelerazioni in corrispondenza del periodo $T^*$ .
$m_i$	è la massa di ogni impalcato della struttura.
$\Phi_i$	è il vettore che rappresenta il primo modo di vibrare della struttura.
$F_y^*$	è la forza di snervamento del sistema equivalente.

Il calcolo viene eseguito separatamente nelle due direzioni principali della struttura considerando due distribuzioni di forze applicate al baricentro delle masse di ogni impalcato: una di forze proporzionali alle masse ed una di forze proporzionali all'altezza degli impalcati (analisi statica lineare).

Nel primo caso le forze sono computate secondo le seguenti formule:

$$F_{Ih} = F_H W_I / (\sum W_I);$$

$$F_H = S_d(T_I) W_{tot} \lambda$$

Nel secondo caso le forze sono computate secondo le seguenti formule:

$$F_{Ih} = F_H (W_I z_I) / (\sum W_I z_I);$$

Dove:

- $z_I$                     quota dell'impalcato
- $S_d(T_I)$     ordinata spettro di risposta;
- $\lambda$                     = 0.85 (se  $N_{piani} \geq 3$  e se  $T_I \leq 2 T_C$ ) oppure 1.00 (in tutti gli altri casi);
- $W_I$                   =  $(G_K + \sum_I \Psi_{Ei} Q_{iK})$ ;

## Teoria verifiche Stati Limite.

- Elementi in C.A. -

Le Verifiche relative alle strutture in C.A. si possono riassumere, in funzione degli elementi considerati, nei seguenti tipi:

- Architravi

Tali elementi vengono verificati utilizzando lo stato sollecitante completo nei riguardi di

- Pressoflessione
- Taglio

- Travi di fondazione

Tali elementi vengono verificati utilizzando lo stato sollecitante completo nei riguardi di

- PressoTensoFlessione
- Taglio
- Torsione
- Stato tensionale
- Fessurazione

Le singole verifiche vengono descritte qui di seguito:

- PressoTensoFlessione

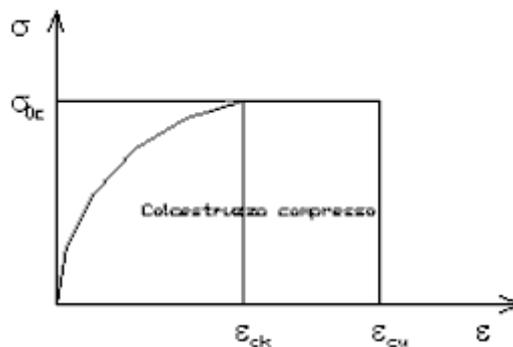
Le sollecitazioni che vengono considerate in tale verifica sono: Momento Flettente.

La verifica di resistenza è soddisfatta se la sollecitazione determinata dalla condizione considerata cade all'interno del dominio di sicurezza determinato, attraverso le conoscenze del comportamento meccanico della sezione in esame, delle caratteristiche dei materiali di cui è composta ed in base ai coefficienti di sicurezza forniti dalla normativa seguita:

Il calcolo è condotto nelle ipotesi che:

1. Le sezioni rimangano piane fino a rottura.
2. Ci sia perfetta aderenza fra acciaio e calcestruzzo.
3. La deformazione massima del calcestruzzo compresso è pari a 0.0035 nel caso di flessione semplice e composta con  
asse neutro reale mentre è pari a 0.002 nel caso di compressione semplice.
4. La deformazione massima per l'acciaio teso sia pari a 0.01.
5. Il calcestruzzo non abbia alcuna capacità di resistenza a trazione.

Il diagramma tensioni-deformazioni assunto per il calcestruzzo è di tipo parabola-rettangolo come indicato nella seguente figura:



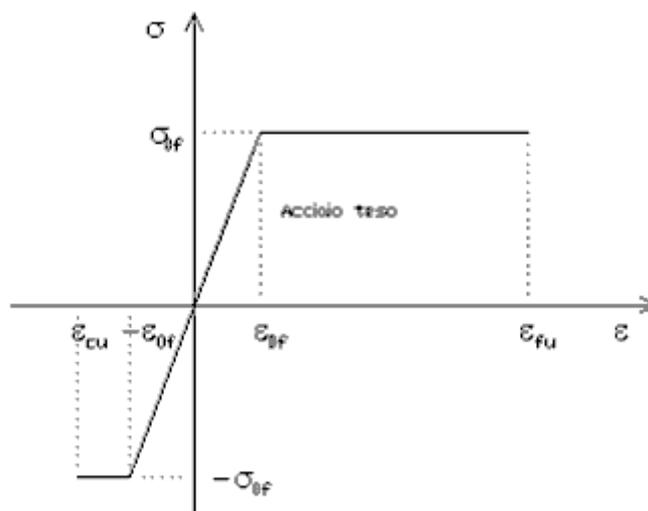
- dove:
- $\epsilon_{ck} = 0.002;$
  - $\epsilon_{cu} = 0.0035;$
  - $\sigma_{0c} = 0.85 \cdot 0.83 \cdot R_{ck} / \gamma_c;$
  - $R_{ck}$  = resistenza caratteristica del calcestruzzo;
  - $\gamma_c$  = coefficiente di materiale del calcestruzzo (1.6);

Le equazioni che descrivono il diagramma sono:

$$\epsilon < \epsilon_{ck} : \sigma(\epsilon) = 1000 \cdot \sigma_{0c} \cdot \epsilon \cdot (1 - 250 \cdot \epsilon);$$

$$\epsilon_{ck} < \epsilon < \epsilon_{cu} : s(\sigma) = \sigma_{0c};$$

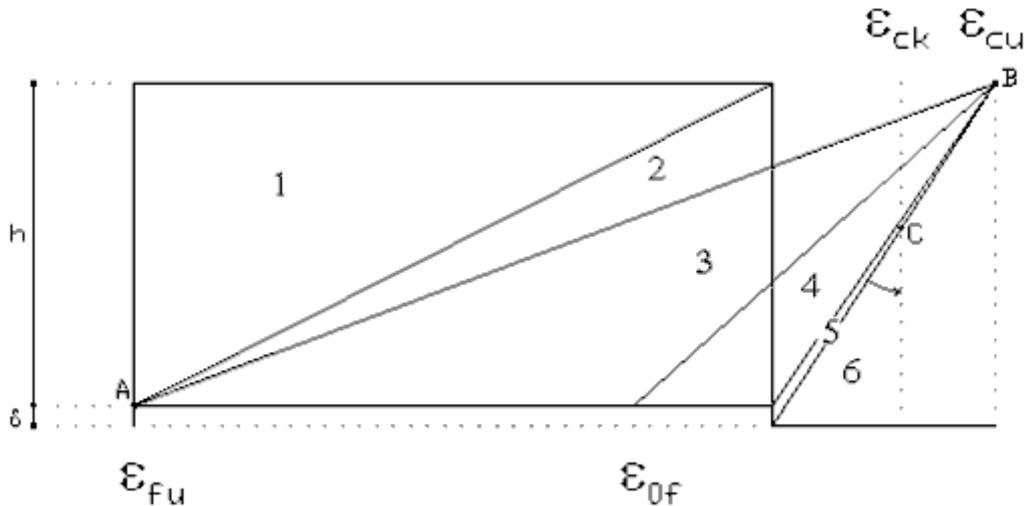
Il diagramma tensioni-deformazioni assunto per l'acciaio è indicato nella seguente figura:



- dove:
- $\epsilon_{0f} = \sigma_{0f} / E;$
  - $E$  = Modulo di elasticità dell'acciaio;
  - $\sigma_{0f} = f_{ck} / \gamma_f;$

$f_{yk}$	= Resistenza caratteristica dell'acciaio
$\gamma_f$	= 1.15;
$\epsilon_{fu}$	= 0.01;
$\epsilon_{cu}$	= 0.0035;

Le limitazioni delle deformazioni unitarie per il conglomerato e per l'acciaio conducono a definire sei diversi campi (o regioni) nei quali potrà trovarsi la retta di deformazione specifica.



**Campo 1 :** è caratterizzato dall'allungamento massimo tollerabile per l'acciaio pari a  $\alpha \epsilon_{fu}$ . Il diagramma delle deformazioni specifiche appartiene ad un fascio di rette passanti per il punto (A) mentre la distanza dall'asse neutro potrà variare da  $-\infty$  a 0.

E' il caso di trazione semplice o con piccola eccentricità; la sezione risulta interamente tesa. La crisi si ha per cedimento dell'acciaio teso.

**Campo 2 :** è caratterizzato dall'allungamento massimo tollerabile per l'acciaio pari a  $\epsilon_{fu}$  e dalla rotazione del diagramma attorno al punto (A). La deformazione specifica del calcestruzzo varia da 0 al valore massimo del calcestruzzo compresso ( $\epsilon_{cu}$ ) mentre la distanza dell'asse neutro dal lembo compresso può variare da 0 a  $0.259h$ . La sezione risulterà in parte tesa ed in parte compressa equindi sarà sollecitata a flessione semplice o composta.

**Campo 3 :** è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato pari a  $\epsilon_{cu}$ . Le rette di deformazione appartengono ad un fascio passante per (B). La massima tensione del calcestruzzo in questa regione è pari a quella di rottura di calcolo mentre l'armatura è ancora deformata in campo plastico. La sezione risulterà in parte tesa ed in parte compressa e quindi sarà sollecitata a flessione semplice o composta.

**Campo 4 :** è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato pari a  $\epsilon_{cu}$ . Le rette di deformazione appartengono ad un fascio passante per (B). La massima tensione del calcestruzzo in questa regione è pari a quella di rottura di calcolo mentre l'armatura è sollecitata con tensioni inferiori allo snervamento e può risultare anche scarica. La sezione risulterà in parte tesa ed in parte compressa e quindi sarà sollecitata a flessione semplice o composta.

**Campo 5 :** è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato pari a  $\epsilon_{cu}$ . Le rette di deformazione appartengono ad un fascio passante per (B) mentre la distanza dell'asse neutro varia da  $h$  ad  $h+d$ . L'armatura in tale regione è sollecitata a compressione e pertanto tutta la sezione è compressa; è questo il caso della flessione composta.

**Campo 6 :** è caratterizzato dall'accorciamento massimo del conglomerato compresso che varia fra  $\epsilon_{cu}$  e  $\epsilon_{ck}$ . Le rette di deformazione specifica appartengono ad un fascio passante per (C) e la distanza dell'asse neutro varia fra 0 e  $-\infty$ . La distanza di(C) dal lembo superiore vale  $3h/7$ . La sezione risulta sollecitata a compressione semplice o composta.

- Nel caso di sola flessione i campi possibili sono 4, 5 e 6.

- Taglio

Il calcolo del taglio degli elementi monodimensionali viene svolto secondo il metodo di Ritter-Morsch

Per gli elementi in cui è richiesta la verifica a taglio, e cioè quando:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$

dove:

- $V_{Sd}$  : taglio sollecitante il calcolo;
- $V_{Rd1}$  = [  $\tau_{Rd}$  k (1.2 + 40  $\rho_1$ ) + 0.15  $\sigma_{cp}$  ]  $b_W$  h;
- $\tau_{Rd}$  : resistenza unitaria a taglio di calcolo (0.25  $f_{ctk0.05}$ ) /  $\gamma_c$ ;
- k = 1;
- $\rho_1$  =  $A_{s1}$  / (  $b_W$  h )  $\leq$  0.02;
- $A_{s1}$  : area delle armature di trazione;
- $b_W$  : larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace;
- $\sigma_{cp}$  =  $N_{Sd}$  /  $A_c$ ;
- $N_{Sd}$  : forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione;
- h : altezza utile della sezione;

In tale condizione bisogna inserire una quantità di armatura a taglio tale che:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3}$$

dove:

- $V_{Rd3}$  =  $V_{cd}$  +  $V_{wd}$ ;
- $V_{cd}$  : contributo del calcestruzzo ed è uguale a  $V_{Rd1}$ ;
- $V_{wd}$  : contributo delle armature a taglio ( $A_{sw}$  / s) 0.9 h  $f_{ywd}$  (1 + cot $\alpha$ ) sin $\alpha$ ;
- $A_{sw}$  : area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;
- s : passo delle staffe;
- $f_{ywd}$  : snervamento di calcolo delle armature a taglio;
- $\alpha$  : angolo di inclinazione delle armature a taglio rispetto all'orizzontale;

#### - Torsione

Il calcolo a torsione degli elementi monodimensionali viene svolto secondo il metodo di Ritter-Morsch (traliccio tridimensionale).

Come previsto dalle suddette norme, la resistenza a torsione della sezione è calcolata sulla base di una sezione chiusa a pareti sottili. Le sezioni piene sono sostituite da sezioni equivalenti a pareti sottili. Le sezioni di forma complessa, come quella a "T", sono suddivise in una serie di sottosezioni, ciascuna delle quali modellata come sezione equivalente a parete sottile. La resistenza totale della sezione si ottiene sommando i contributi delle singole sottosezioni.

L'armatura a torsione è costituita da staffe chiuse combinate con una serie di barre longitudinali uniformemente distribuite su tutto il perimetro della sezione.

Le barre longitudinali sono sempre disposte sugli angoli della sezione.

Il momento torcente di calcolo deve soddisfare le seguenti condizioni:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd1}$$

$$T_{Sd} \leq T_{Rd2}$$

dove:

- $T_{Sd}$  : momento torcente sollecitante di calcolo;
- $T_{Rd1}$  = 2 v  $f_{cd}$  t  $A_k$  / (cot $\theta$  + tan $\theta$ );
- $T_{Rd2}$  = 2  $A_k$  ( $f_{ywd}$   $A_{sw}$  / s) cot $\theta$ ;
- v = 0.7 (0.7 -  $f_{ck}$  / 200)  $\geq$  0.35;
- $f_{ck}$  : resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo;
- $f_{cd}$  : resistenza cilindrica di calcolo del calcestruzzo;
- t : spessore equivalente della parete calcolato come A / u. Tale valore deve essere non minore di due volte il copriferro;
- A : area totale della sezione racchiusa nel perimetro esterno, comprese le aree delle cavità interne;
- $A_k$  : area compresa all'interno della linea media della sezione trasversale a pareti sottili, comprese le cavità interne;
- u : perimetro esterno;

$\theta$  : angolo tra le bielle di calcestruzzo e l'asse longitudinale della trave;  
 $f_{ywd}$  : tensione di snervamento di calcolo delle staffe;  
 $A_{sw}$  : area della sezione trasversale delle barre usate come staffe;  
 $s$  : passo delle staffe;

L'area aggiuntiva di acciaio longitudinale per torsione è data dalla seguente equazione:

$$A_{s1} f_{y1d} = (T_{Rd2} u_k / 2A_k) \cot\theta$$

dove:

$A_{s1}$  : area aggiuntiva di acciaio longitudinale richiesta per la torsione;  
 $f_{y1d}$  : tensione di snervamento di calcolo dell'armatura longitudinale  $A_{s1}$ ;  
 $u_k$  : perimetro dell'area  $A_k$ .

#### - Stato Tensionale

Tale verifica rientra nell'ambito della verifica di esercizio contemplata nell'EC2. Il calcolo delle tensioni si ottiene sfruttando le ipotesi tradizionali per il calcolo del cemento armato ordinario, e cioè:

1. assunzione dei materiali elastico lineari;
2. conservazione delle sezioni piane al crescere dei carichi;
3. perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
4. resistenza nulla a trazione del calcestruzzo;

Inoltre può essere stabilito un coefficiente di omogeneizzazione diverso dal valore ordinario.

Le tensioni di esercizio si possono calcolare considerando le combinazioni di carico frequente e quasi permanente.

La verifica consiste nel confrontare le tensioni di calcolo con quelle limite dei materiali.

#### - Fessurazione

Poiché la fessurazione in strutture in cemento armato ordinario è quasi inevitabile, bisogna limitare tali entità in modo da non pregiudicare il corretto funzionamento della struttura.

La fessurazione può essere limitata assicurando un minimo di area di armatura longitudinale che può essere calcolata dalla seguente espressione:

$$A_s = k_c k f_{ct,eff} (A_{ct} / \sigma_s)$$

dove:

$A_s$  : area di armatura nella zona tesa;  
 $k_c$  : coefficiente che tiene conto del tipo di distribuzione delle tensioni nella sezione subito prima la fessurazione.

Assume

valore 0.4 per flessione senza compressione assiale, e 1 per trazione;

$k$  : coefficiente che tiene conto degli effetti di tensioni auto-equilibrate non uniformi;

$f_{ct,eff}$  : resistenza efficace a trazione della sezione al momento in cui si suppone insorgano le prime fessure. In mancanza di dati si

utilizza il valore di 3 N/mm<sup>2</sup>;

$A_{ct}$  : area del calcestruzzo in zona tesa subito prima della fessurazione;

$\sigma_s$  : massima tensione ammessa nell'armatura subito dopo la formazione della fessura.

Il calcolo delle ampiezze delle fessure si effettua considerando anche la parte di calcestruzzo reagente a trazione utilizzando la seguente espressione:

$$W_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{sm}$$

$W_k$  : ampiezza di calcolo delle fessure;

$\beta$  : coefficiente di correlazione tra l'ampiezza media delle fessure e il valore di calcolo;

$s_{rm}$  : distanza media finale tra le fessure;

$\varepsilon_{sm}$  : deformazione che tiene conto, nella combinazione di carico considerata, degli effetti "tension stiffening", del ritiro, ecc.;

La quantità  $\varepsilon_{sm}$  si ottiene dalla seguente espressione:

$$\varepsilon_{sm} = (\sigma_s / E_s) [ 1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2 ]$$

$\sigma_s$  : tensione dell'acciaio teso calcolata a sezione fessurata;

$E_s$  : modulo elastico dell'acciaio;

$\sigma_{sr}$  : tensione dell'acciaio teso calcolata nella sezione per una condizione di carico che induce alla prima fessurazione;

$\beta_1$  : coefficiente di aderenza delle barre. Assume valore 0.5 per barre lisce e 1 per barre ad aderenza migliorata;

$\beta_2$  : coefficiente di durata dei carichi. Assume valore 0.5 per carichi di lunga durata o per molti cicli ripetuti e 1 per un singolo carico di breve durata.

La quantità  $s_{rm}$  si ottiene dalla seguente espressione:

$$s_{rm} = 50 + 0.25 k_1 k_2 (\phi / \rho_r)$$

dove:

$k_1$  : coefficiente di aderenza delle barre. Assume valore 1.6 per barre lisce e 0.8 per barre ad aderenza migliorata;

$k_2$  : coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle deformazioni. Assume valore 0.5 per flessione e 1 per trazione pura;

$\phi$  : diametro delle barre in mm. Se si utilizzano più diametri si utilizza il diametro medio.

La fessurazione causata dalle azioni tangenziali si considera contenuta in limiti accettabili se si adotta un passo delle staffe come indicato nel prospetto 4.13 dell'EC2.

Tale verifica non è necessaria in elementi in cui non è richiesta l'armatura a taglio.

## - Elementi in Acciaio -

### - VERIFICHE DI RESISTENZA

Le verifiche di resistenza per gli elementi in acciaio risultano così organizzate:

Verifica di resistenza delle aste tese;

Verifica di resistenza delle aste compresse;

Verifica di resistenza delle aste inflesse;

Verifica di resistenza delle aste soggette ad azione tagliante;

Verifica di resistenza delle aste soggette ad azione tagliante e flettente;

Verifica di resistenza delle aste pressoinflesse;

La filosofia introdotta dall'Eurocodice 3 conduce a classificare le sezioni secondo il seguente prospetto

Sezione di Classe 1	Sezioni trasversali in grado di generare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta dall'analisi plastica senza alcuna riduzione di resistenza
Sezione di Classe 2	Sezioni trasversali in grado di raggiungere il proprio momento resistente plastico ma con una capacità rotazionale limitata
Sezione di Classe 3	Sezioni trasversali in grado di raggiungere il momento resistente elastico e dunque il valore di snervamento secondo una distribuzione lineare delle tensioni. Il momento resistente plastico non risulta raggiungibile per l'insorgere di fenomeni di instabilità locale
Sezione di Classe 4	Sezioni trasversali non in grado di raggiungere il momento resistente elastico e dunque con capacità di resistenza ridotte in seguito a fenomeni di instabilità locale

Per le sezioni sottili di classe 4 la normativa prevede la definizione e l'utilizzo delle grandezze efficaci degli elementi compressi per il calcolo delle proprietà elastiche degli stessi (proprietà efficaci). Di fatto l'utilizzo delle grandezze efficaci porta a tenere in considerazione gli effetti dei fenomeni di instabilità locale tramite una riduzione (tanto più consistente quanto più la sezione risulta compressa) delle parti reagenti della sezione trasversale.

#### Verifiche Plastiche

##### Trazione

La verifica consiste nell'accertare che risulti:

$$NE_d \leq N_{t,Rd}$$

Dove:  $NE_d$  : è l'azione di trazione di progetto;  
 $N_{t,Rd}$  : è la resistenza a trazione di progetto calcolata come indicato in seguito.

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd})$$

Dove:  $N_{pl,Rd}$  : Resistenza plastica di progetto;  
 $N_{u,Rd}$  : Resistenza ultima di progetto.

##### Inoltre

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$$

Dove, ancora:

$A, A_{net}$  : sono rispettivamente l'area lorda e netta della sezione;  
 $f_u, f_y$  : sono le tensioni di rottura e di snervamento dell'acciaio;  
 $\gamma_{M0}, \gamma_{M2}$  : sono coefficienti riduttivi.

##### Compressione

La verifica consiste nell'accertare che risulti:

$$NE_d \leq N_{c,Rd}$$

Dove:  $NE_d$  : è l'azione di compressione di progetto;  
 $N_{c,Rd}$  : è la resistenza a compressione di progetto calcolata come indicato in seguito.

$N_{c,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$  Per sezioni di classe 1, 2 e 3

$N_{c,Rd} = A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}$  Per sezioni di classe 4

Dove, ancora:

$A, A_{eff}$  : sono rispettivamente l'area lorda ed efficace della sezione;  
 $f_y$  : è la tensione di snervamento dell'acciaio;  
 $\gamma_{M0}, \gamma_{M1}$  : sono coefficienti riduttivi.

##### Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{sd}$  in ogni sezione trasversale deve soddisfare la relazione:

$$V_{sd} / V_{pl,Rd} \leq 1$$

Con  $V_{pl,Rd}$  valore del taglio resistente di progetto assunto pari a:

$$V_{pl,Rd} = (A_t \cdot f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

Dove, ancora:

$A_t$  : è l'area resistente al taglio della sezione;  
 $f_y$  : è la tensione di snervamento dell'acciaio;  
 $\gamma_{M0}$  : è un coefficiente riduttivo.

### Flessione

Si verifica in questo caso che il valore del momento flettente di progetto in corrispondenza di ciascuna sezione trasversale analizzata soddisfi la seguente relazione:

$$M_{Sd} / M_{Rd} \leq 1$$

dove  $M_{Rd}$  rappresenta il momento flettente resistente di progetto, calcolato tenendo conto dell'effettiva sezione ed  $M_{Sd}$  rappresenta il valore del momento di progetto.

Il valore  $M_{Rd}$  è determinato in funzione della classe della sezione.

$$M_{Rd} = M_{pl} = W_{pl} f_y / \gamma_{Mo} \quad \text{per le classi 1 e 2}$$

$$M_{Rd} = M_{el} = W_{el} f_y / \gamma_{Mo} \quad \text{per la classe 3}$$

$$M_{Rd} = W_{eff} f_y / \gamma_{Mo} \quad \text{per la classe 4}$$

Dove:  $W_{pl}$  : è il modulo di resistenza plastico;  
 $W_{el}$  : è il modulo di resistenza elastico;  
 $W_{eff}$  : è il modulo di resistenza della sezione efficace;  
 $f_y$  : è la tensione di snervamento dell'acciaio;  
 $\gamma_{Mo}$  : è un coefficiente riduttivo.

### Flessione e Taglio

Quando la forza di taglio è maggiore della metà del valore del taglio resistente plastico il momento resistente plastico viene ridotto della quantità  $(1 - \rho)$  dove:

$$\rho = ((2 \cdot V_{Sd} / V_{pl,Rd}) - 1)^2$$

Dove vale la terminologia assunta per le verifiche a taglio.

### Presso Flessione

Per sezioni di classe 1 o 2 la verifica viene condotta controllando che

$$(M_{y,Ed} / M_{Ny,Rd}) + (M_{z,Ed} / M_{Nz,Rd}) \leq 1$$

Dove:  $M_{Ny,Rd}, M_{Nz,Rd}$  : sono i momenti flettenti resistenti nelle due direzioni analizzate e ridotti per la presenza dello sforzo normale;

$M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$  : sono i momenti flettenti di progetto nelle due direzioni analizzate;

Per sezioni di classe 3, in assenza di azioni di taglio, la verifica a presso o tenso-flessione è condotta in termini tensionali utilizzando le verifiche elastiche.

Per sezioni di classe 4 le verifiche sono condotte sempre in regime tensionale elastico ma utilizzando le sole parti efficaci della sezione trasversale.

### Verifiche Elastiche

#### - VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

Le verifiche di stabilità delle aste vengono effettuate nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere sempre:

$$N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1$$

Dove:  $N_{Ed}$  : è l'azione di compressione di calcolo;  
 $N_{b,Rd}$  : è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa data da:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad \text{per sezioni di classe 1, 2 e 3}$$

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad \text{per sezioni di classe 4}$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza adimensionalizzata  $\lambda_a$ , dalla seguente formula:

$$\chi = 1 / \phi + \sqrt{(\phi^2 - \lambda_a^2)} \leq 1$$

Dove

$$\phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2)_a + \lambda_a^2]$$

$\alpha$  : è un fattore di imperfezione opportunamente tabellato;

Inoltre:

$$\lambda_a = \sqrt{A \cdot f_y / N_{cr}} \quad \text{per sezioni di classe 1, 2 e 3}$$

$$\lambda_a = \sqrt{A_{eff} \cdot f_y / N_{cr}} \quad \text{per sezioni di classe 4}$$

$N_{cr}$  : è il carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza di libera inflessione  $l_0$  dell'asta, calcolato per la modalità di collasso per instabilità appropriata.

## - Elementi in Legno -

### VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Le verifiche vengono effettuate secondo le indicazioni contenute nelle Norme Tecniche per le Costruzioni.

#### Verifica a presso-tenso-flessione.

Affinché l'esito della verifica risulti positivo devono essere soddisfatte le seguenti condizioni:

- Per elementi tenso-inflessi:

$$(\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d}) + (\sigma_{m,y,d} / (k_{crit,m} \cdot f_{m,d})) + k_m(\sigma_{m,z,d} / f_{m,d}) \leq 1$$

$$(\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d}) + k_m(\sigma_{m,y,d} / f_{m,d}) + (\sigma_{m,z,d} / (k_{crit,m} \cdot f_{m,d})) \leq 1$$

dove:  $\sigma_{t,0,d}$  : tensione di trazione parallela alla fibratura;  
 $\sigma_{m,y,d}$  : tensione di flessione intorno all'asse y;  
 $\sigma_{m,z,d}$  : tensione di flessione intorno all'asse z;  
 $f_{t,0,d}$  : resistenza di calcolo a trazione parallela alla fibratura;  
 $f_{m,d}$  : resistenza di calcolo per flessione;  
 $k_m$  : 0.7 per le sezioni rettangolari, 1.0 per le altre sezioni;  
 $k_{crit,m}$  è il coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave il quale può assumere i seguenti valori:

$$k_{crit,m} = 1 \quad \text{per } \lambda_{rel,m} \leq 0.75$$

$$k_{crit,m} = 1.56 - 0.75 \cdot \lambda_{rel,m} \quad \text{per } 0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.4$$

$$k_{crit,m} = 1 / \lambda_{rel,m}^2 \quad \text{per } 1.24 < \lambda_{rel,m}$$

dove:  $\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}}$  è la snellezza relativa della trave;  
 $f_{m,k}$  è la resistenza caratteristica a flessione;  
 $\sigma_{m,crit} = M_{y,crit} / W_y$  è la tensione critica per flessione;  
 $M_{y,crit} = \pi / l_{eff} \sqrt{E_{0,05} \cdot I_z \cdot G_{0,05} \cdot I_{tor}}$  è il momento critico per instabilità flessio-torsionale attorno all'asse forte della

sezione;

$$W_y = 2 \cdot I_y / h \quad \text{è il modulo di resistenza attorno all'asse forte della sezione};$$

$$E_{0,05} \quad \text{è il modulo di elasticità caratteristico parallelo alla fibratura};$$

$$G_{0,05} = E_{0,05} \cdot (G_{mean} / E_{0,mean}) \quad \text{è il modulo di elastico tangenziale caratteristico};$$

$$I_y \quad \text{è il momento di inerzia rispetto all'asse forte della sezione};$$

$$I_z \quad \text{è il momento di inerzia rispetto all'asse debole della sezione};$$

$$I_{tor} \quad \text{è il momento di inerzia torsionale};$$

$$l_{eff} \quad \text{è la luce efficace della trave};$$

$$h \quad \text{è l'altezza della sezione}$$

- Per elementi presso-inflessi:

$$\begin{aligned} (\sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} \cdot f_{t,0,d}))^2 + (\sigma_{m,y,d} / f_{m,d}) + k_m(\sigma_{m,z,d} / f_{m,d}) &\leq 1 \\ (\sigma_{c,0,d} / (k_{crit,c} \cdot f_{t,0,d}))^2 + k_m(\sigma_{m,y,d} / f_{m,d}) + (\sigma_{m,z,d} / f_{m,d}) &\leq 1 \end{aligned}$$

dove:

- $\sigma_{c,0,d}$  : tensione di compressione parallela alla fibratura;
- $\sigma_{m,y,d}$  : tensione di flessione intorno all'asse y;
- $\sigma_{m,z,d}$  : tensione di flessione intorno all'asse z;
- $f_{t,0,d}$  : resistenza di calcolo a trazione parallela alla fibratura;
- $f_{m,d}$  : resistenza di calcolo per flessione;
- $k_m$  : 0.7 per le sezioni rettangolari, 1.0 per le altre sezioni;
- $k_{crit,c}$  =  $1 / k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}$  è il coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità della colonna;
- $k$  =  $0.5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,c} - 0.3) + \lambda_{rel,c}^2]$ ;
- $\lambda_{rel,c}$  =  $\sqrt{f_{c,0,k} / \sigma_{c,crit}}$  è la snellezza relativa;
- $f_{c,0,k}$  è la resistenza caratteristica a compressione;
- $\sigma_{c,crit}$  =  $\pi^2 \cdot E_{0,05} / \lambda^2$  è tensione critica per instabilità;
- $\beta_c$  è il coefficiente di imperfezione (vale 0.2 per legno massiccio e 0.1 per legno lamellare);
- $\lambda$  =  $l_o / i$  è la snellezza geometrica;
- $i$  =  $\sqrt{I / A}$ ;
- $I$  è il momento di inerzia rispetto all'asse debole
- $A$  è l'area della sezione

- Per elementi presso-inflessi con instabilità composta:

$$\begin{aligned} (\sigma_{t,0,d} / (k_{crit,c} \cdot f_{t,0,d})) + (\sigma_{m,y,d} / (k_{crit,m} \cdot f_{m,d})) + k_m(\sigma_{m,z,d} / f_{m,d}) &\leq 1 \\ (\sigma_{t,0,d} / (k_{crit,c} \cdot f_{t,0,d})) + k_m(\sigma_{m,y,d} / f_{m,d}) + (\sigma_{m,z,d} / (k_{crit,m} \cdot f_{m,d})) &\leq 1 \end{aligned}$$

dove il significato dei simboli è sopra riportato.

### Verifica a taglio.

La verifica dà esito positivo se risulta verificata la seguente condizione:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

dove:

- $\tau_d$  : tensione tangenziale dovuta all'azione tagliante;
- $f_{v,d}$  : tensione tangenziale limite all'azione torsionale.

### Verifica a torsione.

La verifica dà esito positivo se risulta verificata la seguente condizione:

$$\tau_{tor,d} \leq k_{sh} \cdot f_{v,d}$$

dove:

- $\tau_{tor,d}$  : tensione tangenziale dovuta all'azione torcente;
- $k_{sh}$  : coefficiente che tiene conto della forma della sezione;
- $f_{v,d}$  : tensione tangenziale limite all'azione torsionale.

### Verifica a taglio-torsione.

La verifica dà esito positivo se risulta verificata la seguente condizione:

$$\tau_{tor,d} / (k_{sh} \cdot f_{v,d})^2 + (\tau_d / f_{v,d})^2 \leq 1$$

dove:

- $\tau_{tor,d}$  : tensione tangenziale dovuta all'azione torcente;
- $\tau_d$  : tensione tangenziale dovuta all'azione tagliante;
- $f_{v,d}$  : tensione tangenziale limite all'azione tagliante.
- $k_{sh}$  : coefficiente che tiene conto della forma della sezione.

Elementi in Muratura.

Le verifiche relative agli elementi strutturali in muratura possono essere riassunte nei seguenti tipi:

- Pressoflessione nel piano;
- Taglio per scorrimento nel piano;
- Verifica locale agli appoggi per carichi verticali;
- Pressoflessione fuori piano;

### Pressoflessione e Taglio nel piano.

La resistenza degli elementi murari (analisi statica non lineare) è data dalla resistenza a pressoflessione e taglio nel piano.

Un elemento murario raggiunge lo stato di crisi quando si raggiunge la resistenza ultima a pressoflessione o a taglio.

$M_u = l^2 \cdot t \cdot \sigma_0 / 2 \cdot (1 - \sigma_0 / 0.85 \cdot f_d)$  : momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

Dove:

$l$  : lunghezza complessiva della parete;

$t$  : spessore della zona compressa;

$\sigma_0 = P / l \cdot t$  : tensione normale media agente su tutta la sezione con forza assiale positiva di compressione;

$f_d$  : resistenza di calcolo della muratura.

Se  $P$  è di trazione  $M_u = 0$

$V_t = (l' \cdot t \cdot f_{vk}) / \gamma_m$  : taglio resistente del pannello murario;

$l'$  : lunghezza della parte di parete compressa;

$t$  : spessore della parete;

$f_{vk} = f_{vk0} + 0.40 \cdot \sigma_N$

$\sigma_N = P / (l' \cdot t)$  : tensione normale media sulla parte compressa.

### Verifica locale agli appoggi per carichi verticali (Schiacciamento).

Tale verifica serve a limitare le tensioni agli appoggi per i carichi trasmessi dai setti murari dei piani superiori e dagli impalcati che gravano sui setti murari stessi.

Lo Sforzo Normale sul setto ed il punto di applicazione di tale forza si ottengono dalla composizione di tutte le forze trasmesse dai solai e dai setti murari al piano superiore.

La tensione di calcolo ( $\sigma_n$ ) raggiunta sul setto murario deve essere inferiore a quella limite di calcolo ( $f_d$ ):

$$\sigma_n \leq f_d$$

### Pressoflessione fuori piano.

La verifica deve essere attuata prendendo in considerazione le forze sismiche descritte per gli elementi non strutturali e applicate al baricentro del pannello. Nella computazione del momento ultimo la resistenza di calcolo è pari a  $0.85 \cdot f_d$ . L'entità della forza sismica viene calcolata secondo l'espressione:

$$F_a = (W_a \cdot S_a \cdot \gamma_I) / q_a$$

dove:

$W_a$  : peso dell'elemento;

$\gamma_I$  : fattore di importanza della costruzione;

$q_a$  : fattore di struttura dell'elemento (può essere assunto pari a 2 per pannelli in muratura);

$S_a = (3 \cdot S_{a_g}(1 + (Z / H))) / g \cdot (1 + (T_a / T_1))^2 - 0.5 \geq S_{a_g} / g$  : coefficiente di amplificazione;

$S_{a_g}$  : accelerazione di progetto al terreno;

$Z$  : altezza del baricentro dell'elemento rispetto alla fondazione;

$H$  : altezza della struttura;

$g$  : accelerazione di gravità;

$T_a$  : primo periodo di vibrazione dell'elemento;

$T_1$  : primo periodo di vibrazione della struttura nella direzione considerata;

Per il calcolo di  $T_a$  è possibile utilizzare modelli semplificati. Il pannello può essere considerato come un elemento prismatico o elemento lastra incernierata su tutto il contorno.

Nel caso di **elemento prismatico incernierato** abbiamo:

Il primo periodo di vibrazione può essere calcolato come:

$$T_a = (2 \cdot \pi) / \sqrt{(\pi^4 \cdot E \cdot I) / (h^4 \cdot A \cdot \gamma) \cdot g \cdot (1 - (P / P_{cr}))}$$

dove:

$P$  : sforzo normale verticale sul pannello;

$P_{cr}$  =  $(\pi^2 \cdot E \cdot I) / h^2$  : carico critico sul pannello;

$I$  =  $(1 \cdot t^3) / 12$  : momento di inerzia baricentrico della sezione del pannello;

$E$  : modulo elastico del materiale;

$h$  : altezza del pannello;

$t$  : spessore del pannello;

$A$  : area della sezione orizzontale;

$\gamma$  : peso specifico del materiale.

Per **elementi a lastra incernierati sul contorno** il primo periodo di vibrazione è:

$$T_a = (2 \cdot \pi \cdot h^2 \cdot I^2) / (h^2 + I^2) \sqrt{(B \cdot g) / (\gamma \cdot t)}$$

dove:

$$B = (E \cdot t^3) / 12 \cdot (1 - \nu^2)$$

## Combinazioni di carico adottate.

### Combinazioni di carico per elementi soggetti a sisma.

Combinazione	Condizione				
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	Sisma	Incremento forze proporzionale
1	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma X(+); Ecc(+)	Masse
2	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma X(+); Ecc(-)	Masse
3	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma X(-); Ecc(+)	Masse
4	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma X(-); Ecc(-)	Masse
5	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma X(+); Ecc(+)	Altezze
6	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma X(+); Ecc(-)	Altezze
7	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma X(-); Ecc(+)	Altezze
8	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma X(-); Ecc(-)	Altezze
9	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(+); Ecc(+)	Masse
10	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(+); Ecc(-)	Masse
11	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(-); Ecc(+)	Masse
12	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(-); Ecc(-)	Masse
13	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(+); Ecc(+)	Altezze
14	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(+); Ecc(-)	Altezze
15	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(-); Ecc(+)	Altezze
16	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(-); Ecc(-)	Altezze
17	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(-); Ecc(-)	Altezze
18	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(-); Ecc(-)	Altezze
19	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(-); Ecc(-)	Altezze
20	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(-); Ecc(-)	Altezze
21	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(-); Ecc(-)	Altezze
22	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(-); Ecc(-)	Altezze
23	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(-); Ecc(-)	Altezze
24	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(-); Ecc(-)	Altezze
25	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(-); Ecc(-)	Altezze
26	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(-); Ecc(-)	Altezze
27	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(-); Ecc(-)	Altezze
28	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(-); Ecc(-)	Altezze
29	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(-); Ecc(-)	Altezze
30	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(-); Ecc(-)	Altezze
31	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(-); Ecc(-)	Altezze
32	$\gamma G1s$	$\gamma G2s$	$\Psi 2$	Sisma Y(-); Ecc(-)	Altezze

I coefficienti utilizzati assumono i seguenti valori:

Elemento	$\gamma_{G1s}$	$\gamma_{G2s}$
Struttura	1.0	1.0

**Coefficienti di combinazione.**

Impalcato	Destinazione	Altre azioni			Delta termico		
		$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$	$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
Fondazione	Scuola	0.7	0.7	0.6	0.6	0.5	0.0
Piano 1	Scuola	0.7	0.7	0.6	0.6	0.5	0.0
Piano 2	Copertura	0.0	0.0	0.0	0.6	0.5	0.0

**Combinazioni per le verifiche allo Stato limite di esercizio**

Le azioni di calcolo presenti sulla struttura e le relative combinazioni di carico nei riguardi degli stati limite di esercizio possono essere riassunte nelle seguenti tabelle:

Combinazioni Caratteristiche:

Elementi della Struttura				
Combinazione	Condizione			
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	$\Delta t$
1	$\gamma_{G1ns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\gamma_{Qns}$	$\Psi_0$
2	$\gamma_{G1ns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\gamma_{Qns}$	$-\Psi_0$
3	$\gamma_{G1ns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi_0$	$\gamma_{Qns}$
4	$\gamma_{G1ns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi_0$	$-\gamma_{Qns}$

Combinazione	Condizione						
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve 2	Neve 3	Neve 1
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Combinazioni Frequenti:

Elementi della Struttura				
Combinazione	Condizione			
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	$\Delta t$
1	$\gamma_{G1ns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi_1\gamma_{Qns}$	$\Psi_2\gamma_{Qns}$
2	$\gamma_{G1ns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi_1\gamma_{Qns}$	$-\Psi_2\gamma_{Qns}$
3	$\gamma_{G1ns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi_2\gamma_{Qns}$	$\Psi_1\gamma_{Qns}$
4	$\gamma_{G1ns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi_2\gamma_{Qns}$	$-\Psi_1\gamma_{Qns}$

Combinazione	Condizione						
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve 2	Neve 3	Neve 1
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Combinazioni quasi permanenti :

Elementi della Struttura				
Combinazione	Condizione			
	Car. perm. strutt. (Gk1)	Car. perm. non strutt. (Gk2)	Carichi d'esercizio (Qk)	$\Delta t$
1	$\gamma_{G1ns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi_2\gamma_{Qns}$	$\Psi_2\gamma_{Qns}$
2	$\gamma_{G1ns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi_2\gamma_{Qns}$	$-\Psi_2\gamma_{Qns}$

Combinazione	Condizione						
	Vento (+X)	Vento (-X)	Vento (+Y)	Vento (-Y)	Neve 2	Neve 3	Neve 1
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

I coefficienti utilizzati assumono i seguenti valori:

Elemento	SLE														
	Caratteristiche					Frequenti					Q. Permanenti				
	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{Qns}$	$\gamma_I$	$\gamma_{EG}$	$\gamma_{EQ}$	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{Qns}$	$\gamma_I$	$\gamma_{EG}$	$\gamma_{EQ}$	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{Qns}$	$\gamma_I$	$\gamma_{EG}$	$\gamma_{EQ}$
Struttura	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

Tali combinazioni vengono considerate sovrapponendo i diagrammi secondo la tecnica dell'involuppo.

## Informazioni codici di calcolo.

Nome del software : VEM  
 Versione del software : 25.0.2  
 Produttore del software : Stacec. s.r.l.  
 Indirizzo del produttore : C.so Umberto I, 358 - 89034 Bovalino (R.C.)

Descrizione : Il software 'VEM' è prodotto e distribuito da Stacec s.r.l. con sede in Bovalino (RC), e concesso in licenza al responsabile dei calcoli stessi. 'VEM' è un programma sviluppato specificatamente per la progettazione e la verifica di edifici in muratura, con la limitata presenza di elementi in calcestruzzo. 'VEM' articola le operazioni di progetto secondo tre fasi distinte: 1) il preprocessore: fase di Input dove viene definita la struttura; 2) verifica sismica: fase di elaborazione della struttura tramite un solutore agli elementi finiti e di verifica del meccanismo globale; 3) verifiche locali: fase di verifica degli elementi, di creazione degli elaborati grafici esecutivi e di redazione della relazione di calcolo.

## Responsabilità e Competenze.

Nel seguente quadro riepilogativo vengono riportate sinteticamente le responsabilità in merito alle scelte dei parametri definiti dalla normativa e riportate nella seguente relazione.

Argomento	Committe nte	Progettista
Livelli di sicurezza	X	X
Modello di calcolo	X	X
Vita nominale e classe d'uso	X	X
Situazioni contingenti		X
Combinazioni di carico		X
Azioni di calcolo		X
Prestazioni in esercizio	X	X
Limiti di deformabilità	X	X
Valutazione azione termica		X
Modellazione dinamica int. Terreno-Struttura	X	X
Valutazione azioni antropiche		X
Piano delle indagini geotecniche		X
Termine di vita di servizio costr. esist.	X	
Verifiche strutturali	X	X

## Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

RESISTENZA DI UN MASCHIO MURARIO NEL PIANO.

Prendiamo in considerazione il maschio murario appartenente al piano 1 compreso tra i fili fissi 1, 2.

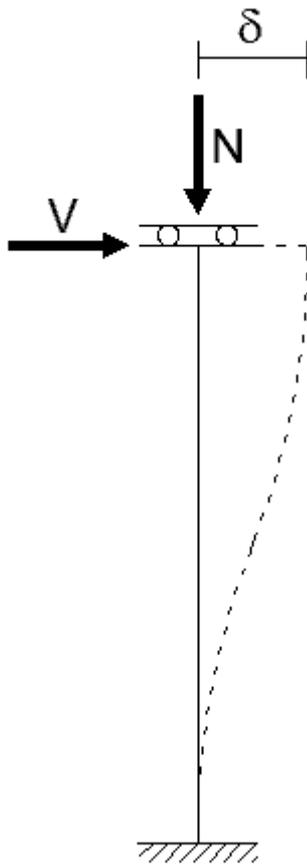
Dimensioni del maschio:

- Spessore (t) = 50.00 cm;
- Lunghezza (l) = 300.00 cm;
- Altezza (h) = 278.00 cm;

Caratteristiche meccaniche:

- Resistenza di calcolo a compressione ( $f_d$ ) = 10.37 daN/cm<sup>2</sup>;
- Resistenza di calcolo tangenziale ( $\tau_0$ ) = 0.21 daN/cm<sup>2</sup>;
- Modulo elastico normale della muratura (E) = 10800.00 daN/cm<sup>2</sup>;
- Modulo elastico tangenziale della muratura (G) = 3600.00 daN/cm<sup>2</sup>;

Si ipotizza per l'elemento uno schema di vincolo che consente solo lo spostamento orizzontale in testa secondo lo schema statico riportato nella figura successiva:



Secondo la schematizzazione precedente, la rigidezza si calcola dalla seguente relazione:

$$k = \frac{1}{\frac{h^3}{12EI} + \frac{1.2 \cdot h}{GA}}$$

dove A è l'area della sezione trasversale ed I è il momento d'inerzia rispetto all'asse baricentrico, ortogonale al piano del muro, della sezione trasversale del maschio.

L'area ed il momento d'inerzia di una sezione rettangolare sono dati dalle seguenti:

$$A = t \cdot l = 50.00 \cdot 300.00 = 15000.00 \text{ cm}^2$$

$$I = 1/12 (t \cdot l^3) = 1/12 (50.00 \cdot 300.00^3) = 112500000.00 \text{ cm}^4$$

Sostituendo i valori numerici nella precedente si ottiene:

$$k = 130695.58$$

La resistenza di un maschio murario è data dalla seguente:

$$V_u = \min(V_f, V_t)$$

dove  $V_f$  e  $V_t$  sono rispettivamente la resistenza a flessione ed a taglio dell'elemento.

La resistenza a pressoflessione si ottiene dalla seguente relazione (punto 7.8.2.2.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni):

$$V_f = \frac{M_u}{h_0} = \frac{\sigma_0 \cdot l^2 \cdot t}{2 \cdot h_0} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d} \right)$$

dove  $\sigma_0 = N/A$  è la tensione di compressione dovuto allo sforzo normale che grava sulla testa del muro ed  $h_0$  è la distanza tra la sezione di verifica e la sezione a momento nullo. Tale tensione si ottiene dalla combinazione dei carichi verticali e sismici, difficilmente ricavabile con un calcolo manuale.

La tensione  $\sigma_0$  può essere approssimativamente ricavabile dai soli carichi verticali ottenuto dall'analisi dei carichi della struttura.

Lo sforzo normale che grava sull'elemento, ottenuto dall'analisi dei carichi è:

$$N = 14839.08 \text{ daN}$$

per cui in definitiva si ottiene:

$$\sigma_0 = N/A = 14839.08 / 15000.00 = 0.99 \text{ daN/cm}^2$$

Per le particolari condizioni di vincolo assunte (vedi figura precedente), l'altezza  $h_0$  può essere assunta pari alla metà dell'altezza del maschio.

Sostituendo i valori numerici nella relazione che definisce la resistenza a pressoflessione si ottiene:

$$V_f = 14216.24 \text{ daN}$$

La resistenza a taglio si ottiene dalla seguente relazione (Criterio di Turnesek e Cacovic - punto C8.7.1.5 della Circolare 617/2009)

$$V_t = \frac{1 \cdot t \cdot 1.5 \cdot \tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5 \cdot \tau_0}}$$

dove il coefficiente  $b$  tiene conto della snellezza e dipende dall'altezza  $h$  e dalla lunghezza  $l$  del maschio ed è data dalla seguente:

$$b = h/l \quad (1.0 \leq b \leq 1.5)$$

Sostituendo i valori numerici nella precedente si ottiene:

$$b = 278.00 / 300.00 = 1.00$$

Sostituendo i valori numerici nella relazione che definisce la resistenza a taglio si ottiene:

$$V_t = 9540.80 \text{ daN}$$

In definitiva la resistenza dell'elemento è data dalla seguente:

$$V_u = \min(V_f, V_t) = \min(14216.24, 9540.80) = 9540.80 \text{ daN}$$

Definita la rigidezza e la resistenza ultima del maschio, lo spostamento elastico  $\delta_0$  si ottiene dal loro rapporto:

$$\delta_0 = V_u / k = 9540.80 / 130695.58 = 0.07$$

Lo spostamento ultimo  $\delta_u$  si ottiene in funzione della modalità di rottura. Poiché la rottura avviene per taglio si ha:

$$\delta_u = 0.004 \cdot h = 0.004 \cdot 278.00 = 1.11 \text{ cm (per rottura a taglio del maschio)}$$

In definitiva i parametri che definiscono il comportamento del maschio sono:

$$k = 130695.58 \text{ daN/cm}^2$$

$$V_u = 9540.80 \text{ daN}$$

$$\delta_0 = 0.07 \text{ cm}$$

$$\delta_u = 1.11 \text{ cm}$$

La resistenza a taglio del maschio per come calcolato dal software VEMNL è:

$$V_{u,s} = 11190.53 \text{ daN}$$

ottenuto dalla combinazione di carico:

32) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (-0.05\*Lx)

La differenza in percentuale è:  $100 \cdot (11190.53 - 9540.80) / 9540.80 = 17.29\%$

#### RESISTENZA DI UN MASCHIO MURARIO FUORI PIANO.

Prendiamo in considerazione il maschio murario appartenente al piano 1 compreso tra i fili fissi 1, 2.

Dimensioni del maschio:

- Spessore (t) = 50.00 cm;
- Lunghezza (l) = 300.00 cm;
- Altezza (h) = 278.00 cm;

Caratteristiche meccaniche:

- Resistenza di calcolo a compressione ( $f_d$ ) = 3.46 daN/cm<sup>2</sup>;
- Modulo elastico normale della muratura (E) = 10800.00 daN/cm<sup>2</sup>;
- Modulo elastico tangenziale della muratura (G) = 3600.00 daN/cm<sup>2</sup>;
- Peso specifico della muratura ( $\gamma_m$ ) = 1600.00 daN/cm<sup>2</sup>;

La verifica si ritiene soddisfatta quando il momento resistente è maggiore del momento sollecitante:

$$MSd \leq MRd$$

Il momento sollecitante è dato dalla seguente:

$$M_{sd} = \frac{P_a \cdot h^2}{8} + \frac{F_a \cdot h}{4}$$

dove  $P_a$  è il carico dovuto al peso della parete e  $F_a$  il carico dovuto agli orizzontamenti.

Le forze  $P_a$  ed  $F_a$  sono date dalle seguenti:

$$P_a = \frac{W_m \cdot S_a}{q_a \cdot h}$$

$$F_a = \frac{W_o \cdot S_a}{q_a}$$

dove  $W_m$  è il peso della parete,  $W_o$  è il peso dell'orizzontamento,  $S_a$  è il coefficiente di amplificazione e  $q_a$  è il fattore di struttura.

Il coefficiente di amplificazione è dato dalla seguente:

$$S_a = a_g S \left[ \frac{3 \left( 1 + \frac{Z}{H} \right)}{1 + \left( 1 - \frac{T_a}{T_1} \right)^2} - 0.5 \right]$$

dove  $a_g$  è l'accelerazione di picco del terreno,  $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche,  $Z$  è l'altezza del baricentro della parete da verificare rispetto alla fondazione,  $H$  è l'altezza dell'edificio,  $T_a$  è il primo periodo di vibrazione dell'elemento e  $T_1$  è il periodo fondamentale della struttura.

Il periodo fondamentale della struttura si ottiene dalla seguente:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

dove per le strutture in muratura  $C_1$  è 0.05.

Il periodo dell'elemento è dato dalla seguente:

$$T_a = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{\pi^4 \cdot E \cdot I}{h^4 \cdot A \cdot \gamma_m} \left( 1 - \frac{P}{P_{cr}} \right)}}$$

dove  $E$  è il modulo elastico del materiale,  $I$  il momento d'inerzia minimo della sezione trasversale,  $A$  l'area della sezione trasversale,  $\gamma_m$  il peso specifico del materiale,  $g$  l'azione di gravità,  $P$  lo sforzo normale sul pannello e  $P_{cr}$  è il carico limite Euleriano.

Il carico critico Euleriano si ottiene dalla seguente:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{h^2}$$

Il momento resistente si ottiene dalla seguente:

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_0 \cdot t^2 \cdot l}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0.85 \cdot f_d} \right)$$

dove  $\sigma_0$  è la tensione di compressione media della parete.

Sostituendo i valori numerici nelle precedenti si ottiene:

I	= 3125000.00 [cm <sup>4</sup> ]
P <sub>cr</sub>	= 4310066.00 [daN]
P	= 19302.48 [daN]
A	= 15000.00 [cm <sup>2</sup> ]
T <sub>a</sub>	= 0.04 [s]
T <sub>1</sub>	= 0.20 [s]
Z	= 139.00 [cm]
H	= 618.00 [cm]
S	= 1.20
a <sub>g</sub>	= 194.16 [cm/s <sup>2</sup> ]
S <sub>a</sub>	= 0.42
W <sub>m</sub>	= 6672.00 [daN]
W <sub>o</sub>	= 2509.70 [daN]
q <sub>a</sub>	= 3.00
P <sub>a</sub>	= 336.83 [daN/m]
F <sub>a</sub>	= 352.23 [daN]
σ <sub>0</sub>	= 1.29 [daN/cm <sup>2</sup> ]
M <sub>Sd</sub>	= 570.19 [daNm]
M <sub>Rd</sub>	= 2712.21 [daNm]

per cui, in definitiva si ha:

$$s = M_{Rd} / M_{Sd} = 4.76$$

I risultati della verifica calcolati con il software VEM<sub>NL</sub> è:

$$s_{VEM} = M_{Rd} / M_{Sd} = 6.36$$

La differenza in percentuale è 33.81%

## Riassunto dei Risultati.

Verifiche calcolo globale della struttura agli SLV.

$F_{\max}$	: valore massimo della forza orizzontale applicata sulla struttura (Taglio alla base della struttura);
$u_{\max}$	: spostamento massimo raggiunto dal punto di controllo;
$\Gamma$	: coefficiente di partecipazione;
$F_{\max}^*$	: $F_{\max} / \Gamma$ ;
$u_{\max}^*$	: $u_{\max} / \Gamma$ ;
$q^*$	: fattore di struttura ( $q^* = m^* S_e(T^*) / F^*y$ );
$u_{cs}$	: capacità di spostamento della struttura;
$d_{\max}^*$	: spostamento richiesto del punto di controllo della struttura;
S	: coefficiente di sicurezza;
Esito	: V : Verificato
	: NV : Non Verificato;

1) - Sisma X (+);	0.3 * Sisma Y (+);	Distribuzione forze: Proporzionale masse;	Eccentricità accidentale (+
0.05*Ly)			
2) - Sisma X (+);	0.3 * Sisma Y (-);	Distribuzione forze: Proporzionale masse;	Eccentricità accidentale (+
0.05*Ly)			
3) - Sisma X (+);	0.3 * Sisma Y (+);	Distribuzione forze: Proporzionale masse;	Eccentricità accidentale (-
0.05*Ly)			
4) - Sisma X (+);	0.3 * Sisma Y (-);	Distribuzione forze: Proporzionale masse;	Eccentricità accidentale (-
0.05*Ly)			
5) - Sisma X (-);	0.3 * Sisma Y (+);	Distribuzione forze: Proporzionale masse;	Eccentricità accidentale (+
0.05*Ly)			
6) - Sisma X (-);	0.3 * Sisma Y (-);	Distribuzione forze: Proporzionale masse;	Eccentricità accidentale (+
0.05*Ly)			
7) - Sisma X (-);	0.3 * Sisma Y (+);	Distribuzione forze: Proporzionale masse;	Eccentricità accidentale (-
0.05*Ly)			
8) - Sisma X (-);	0.3 * Sisma Y (-);	Distribuzione forze: Proporzionale masse;	Eccentricità accidentale (-
0.05*Ly)			
9) - Sisma X (+);	0.3 * Sisma Y (+);	Distribuzione forze: Proporzionale altezze;	Eccentricità accidentale (+
0.05*Ly)			
10) - Sisma X (+);	0.3 * Sisma Y (-);	Distribuzione forze: Proporzionale altezze;	Eccentricità accidentale (+
0.05*Ly)			
11) - Sisma X (+);	0.3 * Sisma Y (+);	Distribuzione forze: Proporzionale altezze;	Eccentricità accidentale (-
0.05*Ly)			
12) - Sisma X (+);	0.3 * Sisma Y (-);	Distribuzione forze: Proporzionale altezze;	Eccentricità accidentale (-
0.05*Ly)			
13) - Sisma X (-);	0.3 * Sisma Y (+);	Distribuzione forze: Proporzionale altezze;	Eccentricità accidentale (+
0.05*Ly)			
14) - Sisma X (-);	0.3 * Sisma Y (-);	Distribuzione forze: Proporzionale altezze;	Eccentricità accidentale (+
0.05*Ly)			
15) - Sisma X (-);	0.3 * Sisma Y (+);	Distribuzione forze: Proporzionale altezze;	Eccentricità accidentale (-
0.05*Ly)			
16) - Sisma X (-);	0.3 * Sisma Y (-);	Distribuzione forze: Proporzionale altezze;	Eccentricità accidentale (-
0.05*Ly)			
17) - Sisma Y (+);	0.3 * Sisma X (+);	Distribuzione forze: Proporzionale masse;	Eccentricità accidentale (+
0.05*Lx)			
18) - Sisma Y (+);	0.3 * Sisma X (-);	Distribuzione forze: Proporzionale masse;	Eccentricità accidentale (+
0.05*Lx)			
19) - Sisma Y (+);	0.3 * Sisma X (+);	Distribuzione forze: Proporzionale masse;	Eccentricità accidentale (-
0.05*Lx)			
20) - Sisma Y (+);	0.3 * Sisma X (-);	Distribuzione forze: Proporzionale masse;	Eccentricità accidentale (-
0.05*Lx)			
21) - Sisma Y (-);	0.3 * Sisma X (+);	Distribuzione forze: Proporzionale masse;	Eccentricità accidentale (+
0.05*Lx)			

- 22) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05\*Lx)
- 23) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05\*Lx)
- 24) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05\*Lx)
- 25) - Sisma Y (+); 0.3 \* Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05\*Lx)
- 26) - Sisma Y (+); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05\*Lx)
- 27) - Sisma Y (+); 0.3 \* Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05\*Lx)
- 28) - Sisma Y (+); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05\*Lx)
- 29) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05\*Lx)
- 30) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05\*Lx)
- 31) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05\*Lx)
- 32) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05\*Lx)

	$F_{max}$ [daN]	$u_{max}$ [cm]	$\Gamma$	$F^*_{max}$ [daN]	$u^*_{max}$ [cm]	$q^*$	$u_{es}$ [cm]	$d^*_{max}$ [cm]	S	Esito
Cond_X_1(+); E(+); S2(+)	68460	1.1827	1.2301	55652	0.9615	1.4915	1.1827	0.4732	2.50	V
Cond_X_1(+); E(+); S2(-)	63234	1.1702	1.2241	51655	0.9560	1.6568	1.1702	0.5480	2.14	V
Cond_X_1(+); E(-); S2(+)	68982	1.1833	1.2303	56071	0.9618	1.4763	1.1833	0.4645	2.55	V
Cond_X_1(+); E(-); S2(-)	62711	1.1696	1.2234	51258	0.9560	1.6717	1.1696	0.5517	2.12	V
Cond_X_1(-); E(+); S2(+)	71073	1.1876	1.2313	57723	0.9645	1.4303	1.1876	0.4499	2.64	V
Cond_X_1(-); E(+); S2(-)	68982	1.1818	1.2303	56069	0.9606	1.4816	1.1818	0.4742	2.49	V
Cond_X_1(-); E(-); S2(+)	71073	1.1869	1.2307	57748	0.9643	1.4279	1.1869	0.4460	2.66	V
Cond_X_1(-); E(-); S2(-)	68982	1.1821	1.2299	56086	0.9611	1.4819	1.1821	0.4736	2.50	V
Cond_X_2(+); E(+); S2(+)	61666	0.8400	1.2301	50129	0.6828	1.7296	0.8400	0.6154	1.36	V
Cond_X_2(+); E(+); S2(-)	61144	0.8400	1.2241	49948	0.6862	1.7884	0.8400	0.6553	1.28	V
Cond_X_2(+); E(-); S2(+)	62711	0.8400	1.2303	50973	0.6828	1.7014	0.8400	0.6079	1.38	V
Cond_X_2(+); E(-); S2(-)	61144	0.8400	1.2234	49977	0.6866	1.7904	0.8400	0.6557	1.28	V
Cond_X_2(-); E(+); S2(+)	62189	0.8400	1.2313	50508	0.6822	1.7077	0.8400	0.6060	1.39	V
Cond_X_2(-); E(+); S2(-)	61666	0.8400	1.2303	50122	0.6828	1.7284	0.8400	0.6160	1.36	V
Cond_X_2(-); E(-); S2(+)	62189	0.8400	1.2307	50529	0.6825	1.7056	0.8400	0.6013	1.40	V
Cond_X_2(-); E(-); S2(-)	61666	0.8400	1.2299	50138	0.6830	1.7309	0.8400	0.6167	1.36	V
Cond_Y_1(+); E(+); S2(+)	45466	1.2825	1.2190	37298	1.0521	2.5925	1.2825	1.1950	1.07	V
Cond_Y_1(+); E(+); S2(-)	45466	1.2805	1.2175	37344	1.0517	2.5984	1.2805	1.2051	1.06	V
Cond_Y_1(+); E(-); S2(+)	45466	1.2851	1.2191	37295	1.0542	2.5943	1.2851	1.1964	1.07	V
Cond_Y_1(+); E(-); S2(-)	45466	1.2793	1.2177	37337	1.0506	2.5956	1.2793	1.2012	1.07	V

Cond_Y_1(-); E(+); S2(+)	45988	1.2585	1.2190	37726	1.0324	2.5533	1.2585	1.1661	1.08	V
Cond_Y_1(-); E(+); S2(-)	45988	1.2557	1.2190	37727	1.0301	2.5533	1.2557	1.1654	1.08	V
Cond_Y_1(-); E(-); S2(+)	45988	1.2599	1.2191	37723	1.0334	2.5528	1.2599	1.1652	1.08	V
Cond_Y_1(-); E(-); S2(-)	45988	1.2602	1.2191	37724	1.0338	2.5530	1.2602	1.1658	1.08	V
Cond_Y_2(+); E(+); S2(+)	33446	1.6800	1.2190	27438	1.3782	3.5035	1.6800	1.4040	1.20	V
Cond_Y_2(+); E(+); S2(-)	33446	1.6800	1.2175	27472	1.3799	3.5098	1.6800	1.4161	1.19	V
Cond_Y_2(+); E(-); S2(+)	33446	1.6800	1.2191	27436	1.3781	3.5050	1.6800	1.4088	1.19	V
Cond_Y_2(+); E(-); S2(-)	33446	1.6800	1.2177	27466	1.3796	3.5090	1.6800	1.4100	1.19	V
Cond_Y_2(-); E(+); S2(+)	32923	1.3600	1.2190	27009	1.1157	3.5574	1.3600	1.3670	0.99	NV
Cond_Y_2(-); E(+); S2(-)	32923	1.6800	1.2190	27009	1.3782	3.5534	1.6800	1.3659	1.23	V
Cond_Y_2(-); E(-); S2(+)	33446	1.3600	1.2191	27435	1.1156	3.5038	1.3600	1.3636	1.00	NV
Cond_Y_2(-); E(-); S2(-)	33446	1.6800	1.2191	27436	1.3781	3.4999	1.6800	1.3642	1.23	V

### Verifiche calcolo globale della struttura agli SLD.

$F_{max}$  : valore massimo della forza orizzontale applicata sulla struttura (Taglio alla base della struttura)  
 $u_{max}$  : spostamento massimo raggiunto dal punto di controllo  
 $\Gamma$  : coefficiente di partecipazione  
 $F_{max}^*$  :  $F_{max} / \Gamma$ ;  
 $u_{max}^*$  :  $u_{max} / \Gamma$ ;  
 $u_{cs}$  : capacità di spostamento della struttura;  
 $d_{max}^*$  : spostamento richiesto del punto di controllo della struttura;  
 $S$  : coefficiente di sicurezza  
 Esito : V : Verificato  
       : NV : Non Verificato

- 1) - Sisma X (+); 0.3 \* Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05\*Ly)
- 2) - Sisma X (+); 0.3 \* Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05\*Ly)
- 3) - Sisma X (+); 0.3 \* Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05\*Ly)
- 4) - Sisma X (+); 0.3 \* Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05\*Ly)
- 5) - Sisma X (-); 0.3 \* Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05\*Ly)
- 6) - Sisma X (-); 0.3 \* Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05\*Ly)
- 7) - Sisma X (-); 0.3 \* Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05\*Ly)
- 8) - Sisma X (-); 0.3 \* Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05\*Ly)
- 9) - Sisma X (+); 0.3 \* Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05\*Ly)
- 10) - Sisma X (+); 0.3 \* Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05\*Ly)
- 11) - Sisma X (+); 0.3 \* Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05\*Ly)

- 12) - Sisma X (+); 0.3 \* Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (-0.05\*Ly)
- 13) - Sisma X (-); 0.3 \* Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+0.05\*Ly)
- 14) - Sisma X (-); 0.3 \* Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+0.05\*Ly)
- 15) - Sisma X (-); 0.3 \* Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (-0.05\*Ly)
- 16) - Sisma X (-); 0.3 \* Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (-0.05\*Ly)
- 17) - Sisma Y (+); 0.3 \* Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+0.05\*Lx)
- 18) - Sisma Y (+); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+0.05\*Lx)
- 19) - Sisma Y (+); 0.3 \* Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (-0.05\*Lx)
- 20) - Sisma Y (+); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (-0.05\*Lx)
- 21) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+0.05\*Lx)
- 22) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+0.05\*Lx)
- 23) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (-0.05\*Lx)
- 24) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (-0.05\*Lx)
- 25) - Sisma Y (+); 0.3 \* Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+0.05\*Lx)
- 26) - Sisma Y (+); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+0.05\*Lx)
- 27) - Sisma Y (+); 0.3 \* Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (-0.05\*Lx)
- 28) - Sisma Y (+); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (-0.05\*Lx)
- 29) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+0.05\*Lx)
- 30) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+0.05\*Lx)
- 31) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (-0.05\*Lx)
- 32) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (-0.05\*Lx)

	<b>F<sub>max</sub> [daN]</b>	<b>u<sub>max</sub> [cm]</b>	<b>Γ</b>	<b>F*<sub>max</sub> [daN]</b>	<b>u*<sub>max</sub> [cm]</b>	<b>u<sub>es</sub> [cm]</b>	<b>d*<sub>max</sub> [cm]</b>	<b>S</b>	<b>Esito</b>
<b>Cond_X_1(+); E(+); S2(+)</b>	68460	0.3106	1.2301	55652	0.2525	0.3106	0.1166	2.66	V
<b>Cond_X_1(+); E(+); S2(-)</b>	63234	0.2835	1.2241	51655	0.2316	0.2835	0.1262	2.25	V
<b>Cond_X_1(+); E(-); S2(+)</b>	68982	0.3111	1.2303	56071	0.2529	0.3111	0.1152	2.70	V
<b>Cond_X_1(+); E(-); S2(-)</b>	62711	0.2668	1.2234	51258	0.2181	0.2668	0.1262	2.11	V
<b>Cond_X_1(-); E(+); S2(+)</b>	71073	0.3156	1.2313	57723	0.2563	0.3156	0.1152	2.74	V
<b>Cond_X_1(-); E(+); S2(-)</b>	68982	0.2843	1.2303	56069	0.2311	0.2843	0.1179	2.41	V
<b>Cond_X_1(-); E(-); S2(+)</b>	71073	0.2843	1.2307	57748	0.2310	0.2843	0.1142	2.49	V
<b>Cond_X_1(-); E(-); S2(-)</b>	68982	0.2817	1.2299	56086	0.2290	0.2817	0.1177	2.39	V
<b>Cond_X_2(+); E(+); S2(+)</b>	61666	0.2522	1.2301	50129	0.2050	0.2522	0.1418	1.78	V
<b>Cond_X_2(+); E(+); S2(-)</b>	61144	0.2988	1.2241	49948	0.2441	0.2988	0.1497	2.00	V
<b>Cond_X_2(+); E(-); S2(+)</b>	62711	0.3350	1.2303	50973	0.2723	0.3350	0.1416	2.37	V

Cond_X_2(+); E(-); S2(-)	61144	0.2988	1.2234	49977	0.2442	0.2988	0.1497	2.00	V
Cond_X_2(-); E(+); S2(+)	62189	0.2523	1.2313	50508	0.2049	0.2523	0.1405	1.80	V
Cond_X_2(-); E(+); S2(-)	61666	0.2660	1.2303	50122	0.2162	0.2660	0.1421	1.87	V
Cond_X_2(-); E(-); S2(+)	62189	0.2504	1.2307	50529	0.2034	0.2504	0.1391	1.80	V
Cond_X_2(-); E(-); S2(-)	61666	0.3175	1.2299	50138	0.2582	0.3175	0.1421	2.23	V
Cond_Y_1(+); E(+); S2(+)	45466	0.3974	1.2190	37298	0.3260	0.3974	0.3408	1.17	V
Cond_Y_1(+); E(+); S2(-)	45466	0.4196	1.2175	37344	0.3446	0.4196	0.3435	1.22	V
Cond_Y_1(+); E(-); S2(+)	45466	0.4305	1.2191	37295	0.3531	0.4305	0.3386	1.27	V
Cond_Y_1(+); E(-); S2(-)	45466	0.3932	1.2177	37337	0.3229	0.3932	0.3439	1.14	V
Cond_Y_1(-); E(+); S2(+)	45988	0.3657	1.2190	37726	0.3000	0.3657	0.3222	1.14	V
Cond_Y_1(-); E(+); S2(-)	45988	0.3660	1.2190	37727	0.3003	0.3660	0.3217	1.14	V
Cond_Y_1(-); E(-); S2(+)	45988	0.3623	1.2191	37723	0.2972	0.3623	0.3221	1.12	V
Cond_Y_1(-); E(-); S2(-)	45988	0.3615	1.2191	37724	0.2965	0.3615	0.3226	1.12	V
Cond_Y_2(+); E(+); S2(+)	33446	0.3187	1.2190	27438	0.2614	0.3187	0.4759	0.67	NV
Cond_Y_2(+); E(+); S2(-)	33446	0.3356	1.2175	27472	0.2757	0.3356	0.4796	0.70	NV
Cond_Y_2(+); E(-); S2(+)	33446	0.3627	1.2191	27436	0.2975	0.3627	0.4746	0.76	NV
Cond_Y_2(+); E(-); S2(-)	33446	0.3209	1.2177	27466	0.2635	0.3209	0.4789	0.67	NV
Cond_Y_2(-); E(+); S2(+)	32923	0.2685	1.2190	27009	0.2202	0.2685	0.4638	0.58	NV
Cond_Y_2(-); E(+); S2(-)	32923	0.2630	1.2190	27009	0.2158	0.2630	0.4640	0.57	NV
Cond_Y_2(-); E(-); S2(+)	33446	0.3085	1.2191	27435	0.2530	0.3085	0.4563	0.68	NV
Cond_Y_2(-); E(-); S2(-)	33446	0.3079	1.2191	27436	0.2525	0.3079	0.4568	0.67	NV

### Verifiche calcolo globale della struttura agli SLO.

$F_{\max}$	: valore massimo della forza orizzontale applicata sulla struttura (Taglio alla base della struttura)
$u_{\max}$	: spostamento massimo raggiunto dal punto di controllo
$\Gamma$	: coefficiente di partecipazione
$F_{\max}^*$	: $F_{\max} / \Gamma$ ;
$u_{\max}^*$	: $u_{\max} / \Gamma$ ;
$u_{cs}$	: capacità di spostamento della struttura;
$d_{\max}^*$	: spostamento richiesto del punto di controllo della struttura;
$S$	: coefficiente di sicurezza
Esito	: V : Verificato
	: NV : Non Verificato

- 1) - Sisma X (+); 0.3 \* Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05\*Ly)
- 2) - Sisma X (+); 0.3 \* Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05\*Ly)
- 3) - Sisma X (+); 0.3 \* Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05\*Ly)
- 4) - Sisma X (+); 0.3 \* Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05\*Ly)
- 5) - Sisma X (-); 0.3 \* Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05\*Ly)
- 6) - Sisma X (-); 0.3 \* Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05\*Ly)

- 7) - Sisma X (-); 0.3 \* Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (-0.05\*Ly)
- 8) - Sisma X (-); 0.3 \* Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (-0.05\*Ly)
- 9) - Sisma X (+); 0.3 \* Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+0.05\*Ly)
- 10) - Sisma X (+); 0.3 \* Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+0.05\*Ly)
- 11) - Sisma X (+); 0.3 \* Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (-0.05\*Ly)
- 12) - Sisma X (+); 0.3 \* Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (-0.05\*Ly)
- 13) - Sisma X (-); 0.3 \* Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+0.05\*Ly)
- 14) - Sisma X (-); 0.3 \* Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+0.05\*Ly)
- 15) - Sisma X (-); 0.3 \* Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (-0.05\*Ly)
- 16) - Sisma X (-); 0.3 \* Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (-0.05\*Ly)
- 17) - Sisma Y (+); 0.3 \* Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+0.05\*Lx)
- 18) - Sisma Y (+); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+0.05\*Lx)
- 19) - Sisma Y (+); 0.3 \* Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (-0.05\*Lx)
- 20) - Sisma Y (+); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (-0.05\*Lx)
- 21) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+0.05\*Lx)
- 22) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+0.05\*Lx)
- 23) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (-0.05\*Lx)
- 24) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (-0.05\*Lx)
- 25) - Sisma Y (+); 0.3 \* Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+0.05\*Lx)
- 26) - Sisma Y (+); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+0.05\*Lx)
- 27) - Sisma Y (+); 0.3 \* Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (-0.05\*Lx)
- 28) - Sisma Y (+); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (-0.05\*Lx)
- 29) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+0.05\*Lx)
- 30) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+0.05\*Lx)
- 31) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (-0.05\*Lx)
- 32) - Sisma Y (-); 0.3 \* Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (-0.05\*Lx)

	<b>F<sub>max</sub> [daN]</b>	<b>u<sub>max</sub> [cm]</b>	<b>Γ</b>	<b>F*<sub>max</sub> [daN]</b>	<b>u*<sub>max</sub> [cm]</b>	<b>u<sub>es</sub> [cm]</b>	<b>d*<sub>max</sub> [cm]</b>	<b>S</b>	<b>Esito</b>
<b>Cond_X_1(+); E(+); S2(+)</b>	68460	0.3106	1.2301	55652	0.2525	0.3106	0.0974	3.19	V
<b>Cond_X_1(+); E(+); S2(-)</b>	63234	0.2835	1.2241	51655	0.2316	0.2835	0.1055	2.69	V
<b>Cond_X_1(+); E(-); S2(+)</b>	68982	0.3111	1.2303	56071	0.2529	0.3111	0.0963	3.23	V
<b>Cond_X_1(+); E(-); S2(-)</b>	62711	0.2668	1.2234	51258	0.2181	0.2668	0.1055	2.53	V
<b>Cond_X_1(-);</b>	71073	0.3156	1.2313	57723	0.2563	0.3156	0.0963	3.28	V

<b>E(+); S2(+)</b>									
<b>Cond_X_1(-); E(+); S2(-)</b>	68982	0.2843	1.2303	56069	0.2311	0.2843	0.0985	2.89	V
<b>Cond_X_1(-); E(-); S2(+)</b>	71073	0.2843	1.2307	57748	0.2310	0.2843	0.0954	2.98	V
<b>Cond_X_1(-); E(-); S2(-)</b>	68982	0.2817	1.2299	56086	0.2290	0.2817	0.0983	2.86	V
<b>Cond_X_2(+); E(+); S2(+)</b>	61666	0.2522	1.2301	50129	0.2050	0.2522	0.1172	2.15	V
<b>Cond_X_2(+); E(+); S2(-)</b>	61144	0.2988	1.2241	49948	0.2441	0.2988	0.1225	2.44	V
<b>Cond_X_2(+); E(-); S2(+)</b>	62711	0.3350	1.2303	50973	0.2723	0.3350	0.1171	2.86	V
<b>Cond_X_2(+); E(-); S2(-)</b>	61144	0.2988	1.2234	49977	0.2442	0.2988	0.1225	2.44	V
<b>Cond_X_2(-); E(+); S2(+)</b>	62189	0.2523	1.2313	50508	0.2049	0.2523	0.1164	2.17	V
<b>Cond_X_2(-); E(+); S2(-)</b>	61666	0.2660	1.2303	50122	0.2162	0.2660	0.1174	2.27	V
<b>Cond_X_2(-); E(-); S2(+)</b>	62189	0.2504	1.2307	50529	0.2034	0.2504	0.1155	2.17	V
<b>Cond_X_2(-); E(-); S2(-)</b>	61666	0.3175	1.2299	50138	0.2582	0.3175	0.1174	2.71	V
<b>Cond_Y_1(+); E(+); S2(+)</b>	45466	0.3974	1.2190	37298	0.3260	0.3974	0.2228	1.78	V
<b>Cond_Y_1(+); E(+); S2(-)</b>	45466	0.4196	1.2175	37344	0.3446	0.4196	0.2259	1.86	V
<b>Cond_Y_1(+); E(-); S2(+)</b>	45466	0.4305	1.2191	37295	0.3531	0.4305	0.2232	1.93	V
<b>Cond_Y_1(+); E(-); S2(-)</b>	45466	0.3932	1.2177	37337	0.3229	0.3932	0.2248	1.75	V
<b>Cond_Y_1(-); E(+); S2(+)</b>	45988	0.3657	1.2190	37726	0.3000	0.3657	0.2156	1.70	V
<b>Cond_Y_1(-); E(+); S2(-)</b>	45988	0.3660	1.2190	37727	0.3003	0.3660	0.2154	1.70	V
<b>Cond_Y_1(-); E(-); S2(+)</b>	45988	0.3623	1.2191	37723	0.2972	0.3623	0.2153	1.68	V
<b>Cond_Y_1(-); E(-); S2(-)</b>	45988	0.3615	1.2191	37724	0.2965	0.3615	0.2155	1.68	V
<b>Cond_Y_2(+); E(+); S2(+)</b>	33446	0.3187	1.2190	27438	0.2614	0.3187	0.3429	0.93	NV
<b>Cond_Y_2(+); E(+); S2(-)</b>	33446	0.3356	1.2175	27472	0.2757	0.3356	0.3457	0.97	NV
<b>Cond_Y_2(+); E(-); S2(+)</b>	33446	0.3627	1.2191	27436	0.2975	0.3627	0.3412	1.06	V
<b>Cond_Y_2(+); E(-); S2(-)</b>	33446	0.3209	1.2177	27466	0.2635	0.3209	0.3455	0.93	NV
<b>Cond_Y_2(-); E(+); S2(+)</b>	32923	0.2685	1.2190	27009	0.2202	0.2685	0.3342	0.80	NV
<b>Cond_Y_2(-); E(+); S2(-)</b>	32923	0.2630	1.2190	27009	0.2158	0.2630	0.3345	0.79	NV
<b>Cond_Y_2(-); E(-); S2(+)</b>	33446	0.3085	1.2191	27435	0.2530	0.3085	0.3266	0.94	NV
<b>Cond_Y_2(-); E(-); S2(-)</b>	33446	0.3079	1.2191	27436	0.2525	0.3079	0.3271	0.94	NV

### Riassunto Risultati Verifiche.

ELEMENTO	TIPO VERIFICA	COEFF. SIC.	COEFF. SIC.
		MIN	MAX
<b>Platee</b>	S.L.V. - Flessione	1.00	1.04
	S.L.V. - Taglio	1.56	1.56
	S.L.D. - Flessione	1.58	1.68
	S.L.E. Caratteristica - Tensioni di esercizio	1.25	3.78
	S.L.E. Frequente - Fessurazione	> 1000	> 1000
	S.L.E. Quasi Permanente - Tensioni di esercizio	1.38	3.13
<b>Travi in Acciaio</b>	S.L.E. Quasi Permanente - Fessurazione	> 1000	> 1000
	Resistenza S.L.V.	1.17	62.24
	Stabilità S.L.V.	42.74	> 1000
	Deformabilità S.L.E. - Caratteristica	3.21	269.41
	Deformabilità S.L.E. - Frequente	3.85	269.41
	Deformabilità S.L.E. - Quasi Permanente	4.12	269.41
<b>Travi in Legno</b>	Resistenza Normale - S.L.V	1.42	242.72

	Resistenza Tangenziale - S.L.V	3.38	> 1000
	Svergolamento - S.L.V	1.49	31.17
	Deformabilità - S.L.E. - Caratteristica	17.72	> 1000
	Deformabilità - S.L.E. - Quasi Permanente	16.41	> 1000
<b>Pareti in muratura</b>	S.L.V. - Fuori Piano	1.40	11.02
	S.L.V. - Carichi Verticali	1.61	10.38
	S.L.V. - Eccentricità	1.61	> 1000

## SOMMARIO

<b>Oggetto.....</b>	1
<b>Relazione tecnico-illustrativa - 2018 p.to 8.5.....</b>	1
- <b>Analisi Storico-Critica - .....</b>	1
- Rilievo - .....	2
- Caratterizzazione Meccanica dei Materiali Esistenti - .....	2
- Livelli di conoscenza e fattori di confidenza - .....	2
<b>Soggetti interessati.....</b>	2
- Committente - .....	3
- Progettista - .....	3
- Progettista Strutturale - .....	3
- Direttore dei lavori - .....	3
<b>Localizzazione.....</b>	3
- Dati Catastali - .....	3
<b>Tipologia della costruzione.....</b>	3
<b>Descrizione geometrica.....</b>	3
- Livelli - .....	3
- Sezioni, Assonometrie, Altro - .....	4
<b>Caratteristiche geologiche.....</b>	5
<b>Normative di Riferimento.....</b>	7
<b>Descrizione modello strutturale.....</b>	7
- Caratteristiche dei nodi - .....	10
- Caratteristiche delle aste - .....	23
- Caratteristiche delle Piastre - .....	25
<b>Caratteristiche dei materiali.....</b>	26
<b>Vita nominale.....</b>	27
<b>Classe d'uso e di duttilità.....</b>	27
<b>Stati limite e prestazioni attese di esercizio.....</b>	27
- Elementi in c.a. - Verifiche SLV .....	27
- Elementi in c.a. - Verifiche SLD .....	27
- Elementi in c.a. - Verifiche SLE.....	28
- Elementi in acciaio - .....	28
- Elementi in legno - .....	28
- Elementi in muratura - Verifiche SLV .....	28
- Elementi in muratura - Verifiche SLD .....	29
- Elementi in muratura armata - Verifiche SLV .....	29
- Elementi in muratura armata - Verifiche SLD .....	29
- Solai a trave continua - Verifiche SLV.....	29
- Solai a trave continua - Verifiche SLE .....	29
<b>Verifiche Geotecniche.....</b>	29
<b>Verifica a Stato Limite di Danno.....</b>	30
<b>Verifica a Stato Limite di Operatività.....</b>	30
<b>Tipo di calcolo. (ANALISI STATICA NON LINEARE).....</b>	30

<b>Teoria verifiche Stati Limite.</b> .....	31
- Elementi in C.A. - .....	31
- Elementi in Acciaio - .....	36
- Elementi in Legno - .....	39
Elementi in Muratura. ....	40
<b>Combinazioni di carico adottate.</b> .....	42
<b>Informazioni codici di calcolo.</b> .....	44
<b>Responsabilità e Competenze.</b> .....	44
<b>Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.</b> .....	44
<b>Riassunto dei Risultati.</b> .....	50
Verifiche calcolo globale della struttura agli SLV.....	50
Verifiche calcolo globale della struttura agli SLD.....	52
Verifiche calcolo globale della struttura agli SLO.....	54
Riassunto Risultati Verifiche. ....	56