

Comune : MARINEO

PROVINCIA : PALERMO

## Relazione di Calcolo

Progetto ai sensi del D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni"

**Oggetto: Progetto per l'abbattimento delle barriere architettoniche nel Santuario Madonna della Dajana in Marineo, consistente nell'istallazione di un' ascensore con strutture in acciaio e fondazione in c.a.**

Committente:	Progettista:	Progettista Strutturale:	
Fratelli Minori Conventuali del Santuario Madonna della Dajana in Marineo	Arch. Antonella Callari  Ing. Michele Macaluso	Ing. Giuseppe A. Fantauzzo	



## 1 Introduzione

### 1.1 Premessa

#### 1.1.1 Cenni sulla casa produttrice del software

La relazione seguente riporta i dati relativi ai criteri di progettazione, alla geometria, alla meccanica della struttura descritta al relativo paragrafo, nonché i relativi risultati dei calcoli strutturali così come ricavati dal calcolatore elettronico tramite l'utilizzo del Software "FaTA-e" prodotto e distribuito da Stacec srl con sede in Bovalino (RC), e concesso in licenza al responsabile dei calcoli stessi.

FaTA-e è un programma sviluppato specificatamente per la progettazione e la verifica di edifici tridimensionali multipiano ed industriali realizzati con elementi strutturali in C.A., in Acciaio, in legno (massiccio e/o lamellare) o in muratura.

FaTA-e articola le operazioni di progetto secondo tre fasi distinte:

- 1) **preprocessore**: fase di Input dove viene definita e modellata interamente la struttura;
- 2) **solutore**: fase di elaborazione della struttura tramite un solutore agli elementi finiti;
- 3) **post-processore**: fase di verifica degli elementi, creazione degli elaborati grafici e della relazione di calcolo.

#### 1.1.2 Descrizione dell'Opera da calcolare

Comune	: MARINEO
PROVINCIA	: PALERMO
Oggetto	: Progetto per l'abbattimento delle barriere architettoniche nel Santuario Madonna della Dajana in Marineo, consistente nell'installazione di un' ascensore con strutture in acciaio e fondazione in c.a.
Committente	: Frati Minori Conventuali del S
Città	: MARINEA
PROVINCIA	: PALERMO
Progettista	: Arch. Antonella Callari
Città	: GANGI
PROVINCIA	: PALERMO
Progettista Strutturale	: Ing. Giuseppe A. Fantauzzo
Città	: PALERMO
PROVINCIA	: PALERMO
Nome File	: Ascensore Convento

### 1.2 Riferimenti Legislativi.

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:

#### Norme Tecniche C.N.R. 10011:

"Costruzioni di acciaio - Istruzione per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione."

#### Norme C.N.R. 10024:

"Analisi delle strutture mediante calcolatore elettronico: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo."

#### Ordinanza del Presidente del Consiglio 3274 - 08/05/2003:

"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica."

#### Ordinanza del Presidente del Consiglio 3431 - 03/05/2005:

"Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio 3274 - 08/05/2003."

#### UNI ENV 1992-1-1: Eurocodice 2:

"Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"

#### UNI ENV 1993-1-1: Eurocodice 3:

"Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici."

#### UNI ENV 1998-1-1: Eurocodice 8:

"Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 1-1: Regole generali."

#### D.M. 17/01/2018:

"Norme tecniche per le costruzioni."

#### Circolare CSLLPP n. 7 del 21/01/2019:

"Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018."

### 1.3 Convenzioni, Unità di misura e simboli adottati.

Nei calcoli sono state utilizzate le seguenti unità:

- distanze	: cm
- forze, tagli, e sforzi normali	: daN
- coppie e momenti flettenti	: daNm
- carichi sulle aste	: daN/m
- carichi su superfici	: daN/m <sup>2</sup>
- peso specifico	: daN/m <sup>3</sup>
- tensioni e resistenze	: daN/m <sup>2</sup>
- temperatura	: °C

I simboli adottati hanno il seguente significato:

q	: fattore di comportamento ;
Rck	: Resistenza caratteristica cubica a compressione del calcestruzzo;
fck	: Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo;
Ec	: Modulo elastico secante del calcestruzzo;
Ect	: Modulo elastico a trazione del calcestruzzo
fed	: Resistenza di calcolo del calcestruzzo;
fctk,0.05	: Resistenza caratteristica a trazione;
v	: Coefficiente di Poisson;

$\alpha_t$	: Coefficiente di dilatazione termica;
$\rho_s$	: peso specifico;
$f_{yk}$	: Resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio;
$f_{tk}$	: Resistenza caratteristica di rottura dell'acciaio;
$f_d$	: resistenza di calcolo dell'acciaio;
$A$	: Superficie della sezione trasversale;
$J_x$	: Momento di inerzia rispetto all'asse X;
$J_y$	: Momento di inerzia rispetto all'asse Y;
$J_{xy}$	: Momento di inerzia centrifugo rispetto agli assi X ed Y;
$J_t$	: Fattore torsionale;
$N$	: sforzo normale;
$M_T$	: Momento Torcente;
$M_{XZ}$	: Momento Flettente X-Z;
$T_{XZ}$	: Taglio X-Z;
$M_{XY}$	: Momento Flettente X-Y;
$T_{XY}$	: Taglio X-Y;
$f$	: Frequenza del modo i-esimo;
$T$	: Periodo del modo i-esimo;
$\Gamma_x$	: Fattore di partecipazione del modo i-esimo in direzione x;
$\Gamma_y$	: Fattore di partecipazione del modo i-esimo in direzione y;
$\Gamma_z$	: Fattore di partecipazione del modo i-esimo in direzione z;
$N_{sd}$	: Sforzo Normale sollecitante di calcolo;
$M_{sdXZ}$	: Momento Flettente X-Z sollecitante di calcolo;
$M_{sdXY}$	: Momento Flettente X-Y sollecitante di calcolo;
$M_{ts}$	: Momento Torcente sollecitante di calcolo;
$V_{sdXZ}$	: Taglio X-Z sollecitante di calcolo;
$V_{sdXY}$	: Taglio X-Y sollecitante di calcolo;
$N_{Rd}$	: Sforzo Normale resistente di calcolo;
$M_{RdXZ}$	: Momento Flettente X-Z resistente di calcolo;
$M_{RdXY}$	: Momento Flettente X-Y resistente di calcolo;
$M_{tr}$	: Momento Torcente resistente di calcolo;
$V_{RdXZ}$	: Taglio X-Z resistente di calcolo;
$V_{RdXY}$	: Taglio X-Y resistente di calcolo;
$\sigma_c$	: Tensioni del calcestruzzo;
$\sigma_s$	: Tensioni delle armature;
$\sigma_{c,lim}$	: Tensioni limite del calcestruzzo;
$\sigma_{s,lim}$	: Tensioni limite dell'acciaio;
$f/l$	: rapporto freccia/lunghezza;
$f_{lim}$	: valore limite del rapporto freccia/lunghezza;

## 2 Descrizione del Modello.

### 2.1 Modello assunto per il calcolo.

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 rigidezza 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 di rotazione di ciascun asse.

## - Carichi distribuiti

Il modello di calcolo consente anche l'introduzione di carichi ripartiti sulle aste e di distribuzione di carico su piastre e pareti. I carichi ripartiti sulle aste possono essere riferite sia al riferimento globale, sia al riferimento locale, lungo le tre direzioni ed in entrambe i versi. E' possibile anche introdurre carichi distribuiti torcenti agenti intorno all'asse dell'asta ed in entrambe i versi di rotazione. Tutti i tipi di carico ripartito devono avere forma trapezia. Sugli elementi bidimensionali, che fanno parte della mesh di piastre e pareti, è possibile assegnare una distribuzione uniforme, avente le caratteristiche di una pressione diretta ortogonalmente all'elemento.

## - 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 rigidezza

Tale matrice viene costruita partendo dalla matrice di rigidezza 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 rigidezza. La matrice delle masse è di tipo "consistent" 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.

## 2.2 Tipo di calcolo.

### ANALISI ORIZZONTALE DINAMICA 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;
- carichi utente;
- torsioni accidentali;

I valori delle eccentricità accidentali per le torsioni sono i seguenti:

Imp. Reale	Torsioni Accidentali	
	$e_x$ [cm]	$e_y$ [cm]
1	8.6	6.2
2	8.6	6.2
3	8.6	6.2
4	8.6	6.2

Per ogni impalcato reale si riportano i dati relativi alle rigidezze e ai baricentri:

Imp. Reale	Rigidezze			Centro Massa		Centro Rigidezza	
	Rig X [KN/cm]	Rig Y [KN/cm]	Rig. Tors. [KNm]	X [cm]	Y [cm]	xR [cm]	yR [cm]
1	376	235	1077912085	73.5	50.0	73.2	50.5
2	3	3	25597	73.5	50.0	73.5	50.0
3	2	2	14821	73.5	50.0	73.5	50.0
4	4	4	35649	73.5	50.0	73.5	50.0

L'analisi sismica nella componente orizzontale è basata sulla teoria ed i concetti propri dell'analisi modale.

L'analisi modale consente di determinare le oscillazioni libere della struttura discretizzata.

Tali modi di vibrare sono legati agli autovalori e autovettori del sistema dinamico generalizzato, che può essere riassunto in:

$$[\underline{K}] \{\underline{a}\} = \omega^2 [\underline{M}] \{\underline{a}\}$$

dove:  $[\underline{K}]$  = matrice di rigidezza globale  
 $[\underline{M}]$  = matrice delle masse globale  
 $\{\underline{a}\}$  = autovettori (forme modali)  
 $\omega^2$  = autovalori del sistema generalizzato

La frequenza (f) dei modi di vibrare è calcolata mediante la seguente formula:

$$f = \omega / 2\pi$$

Il periodo (T) è calcolato come:

$$T = 1 / f$$

I "fattori di partecipazione modali" possono essere calcolati mediante la seguente formula:

$$\Gamma_i = \underline{\Phi}_i^T [\underline{M}] \underline{d}$$

dove:  $\underline{\Phi}_i$  = autovettori normalizzati relativi al modo i-esimo  
 $\underline{d}$  = vettore di trascinamento (o di direzione di entrata del sisma)

# Relazione di calcolo - Frati Minori Conventuali del Santuario Madonna della Dajana in Marineo

Per ogni direzione del sisma vengono scelti i modi efficaci al raggiungimento del valore imposto dalla normativa (85%).  
Il parametro di riferimento è il "fattore di partecipazione delle masse", la cui formulazione è:

$$\Lambda_{xi} = \Gamma_i^2 / M_{tot}$$

I cinematismi modali vengono calcolati come:

$$u = \Phi_i \Gamma_i S_d(T_i) / \omega^2$$

dove:  $S_d(T_i)$  = ordinata spettro di risposta orizzontale o verticale.  
 $\omega^2$  = autovalore del modo i-esimo

Gli effetti relativi ai modi di vibrare, vengono combinati utilizzando la combinazione quadratica completa (CQC):

$$E = \sqrt{(\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j)}$$

dove:  $\rho_{ij}$  =  $(8\xi^2 (1 + \beta_{ij}) \beta_{ij}^{3/2}) / ((1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 8\xi^2 \beta_{ij}^2)$  coefficiente di correlazione tra il modo i-esimo ed il modo j-esimo;  
 $\xi$  = coefficiente di smorzamento viscoso;  
 $\beta_{ij}$  = rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia di modi ( $f_i / f_j$ )  
 $E_i, E_j$  = effetti considerati in valore assoluto.

La condizione "Torsione Accidentale" contiene il momento torcente generato dalla forza sismica di piano per l'eccentricità calcolata in funzione della dimensione massima dell'ingombro in pianta nella direzione ortogonale a quella considerata.(5%).

I modi di vibrare del calcolo in oggetto sono i seguenti:

SLV-SLC

	Direzione X			Direzione Y			
Modo	f [Hz]	T [s]	$\Delta x$ %	f [Hz]	T [s]	$\Delta y$ %	
1	16.755	0.060	38.3	17.001	0.059	40.3	
2	10.591	0.094	31.1	8.803	0.114	32.3	
3	9.236	0.108	20.5	10.698	0.093	15.7	
Totale $\Delta x$ (>=85%)			89.9	Totale $\Delta y$ (>=85%)			88.3

SLD-SLO

	Direzione X			Direzione Y			
Modo	f [Hz]	T [s]	Ax %	f [Hz]	T [s]	Ay %	
1	16.827	0.059	37.3	17.085	0.059	39.3	
2	10.633	0.094	33.3	8.902	0.112	32.2	
3	9.282	0.108	19.3	10.718	0.093	17.1	
Totale Ax (>=85%)			90.0	Totale Ay (>=85%)			88.5

## 2.3 Condizioni di carico valutate

Dati Condizioni.

Nella seguente tabella vengono riportati i dati per la definizione delle condizioni di carico:

Azione	Tipo	Durata
Car. perm. strutt. (Gk1)	C.Perm. (Gk)	Permanente
Car. perm. non strutt. (Gk2)	C.p. non str. (Gk2)	Permanente
Carichi d'esercizio (Qk)	C. Ese. (Qk)	Lunga
$\Delta t$	Carico termico	Breve
Torsione Accidentale X	Azione Sismica	Istantanea
Torsione Accidentale Y	Azione Sismica	Istantanea
Sisma X	Azione Sismica	Istantanea
Sisma Y	Azione Sismica	Istantanea
Sisma Z	Azione Sismica	Istantanea

Coefficienti di combinazione.

Nella seguente tabella vengono riportati i coefficienti di combinazione da normativa, relativi agli stati limite ultimi (SLV) e di danno (SLD):

Impalcato	Destinazione	Altre azioni			Delta termico		
		$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$	$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
Fondazione	Categoria A: Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3	0.6	0.5	0.0
Piano 1	Categoria A: Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3	0.6	0.5	0.0
Piano 2	Categoria A: Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3	0.6	0.5	0.0
Piano 3	Categoria A: Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3	0.6	0.5	0.0
Piano 4	Categoria A: Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3	0.6	0.5	0.0

Per balconi e scale verranno usati i coefficienti calcolati come i maggiori tra quelli relativi alla categoria di carico di piano ed i seguenti:

Cat.	Destinazione	Altre azioni			Delta termico		
		$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$	$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
C2	Balconi, ballatoi e scale	0.7	0.7	0.6	0.6	0.5	0.0

Tutte le combinazioni sono da intendersi come somma dell'effetto considerato. Tali combinazioni vengono considerate sovrapponendo i diagrammi secondo la tecnica dell'involuppo.

Combinazioni per le verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita

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

Elementi della Struttura									
Comb.	Condizione								
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)	Tors. acc. X(Mx)	Tors. acc. Y(My)	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1*	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0	0

# Relazione di calcolo - Frati Minori Conventuali del Santuario Madonna della Dajana in Marineo

2*	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\gamma_{Qns}$	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
3*	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\gamma_{Qns}$	$-\Psi 0 \gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
4*	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	$\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
5*	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	$-\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
6	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	1	0.30	0
7	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	1	0.30	0
8	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	1	-0.30	0
9	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	-1	0.30	0
11	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	0.30	1	0
15	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	0.30	1	0
16	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	-0.30	1	0
17	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	0.30	-1	0
19	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	-0.30	-1	0

\*Combinazione fondamentale (par. 2.5.3, formula 2.5.1)

Elementi di fondazione A1									
Comb.	Condizione								
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)	Tors. acc. X(Mx)	Tors. acc. Y(My)	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1*	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0	0
2*	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\gamma_{Qns}$	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
3*	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\gamma_{Qns}$	$-\Psi 0 \gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
4*	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	$\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
5*	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	$-\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
6	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	1	0.30	0
7	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	1	0.30	0
8	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	1	-0.30	0
9	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	-1	0.30	0
11	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	0.30	1	0
15	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	0.30	1	0
16	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	-0.30	1	0
17	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	0.30	-1	0
19	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	-0.30	-1	0

\*Combinazione fondamentale (par. 2.5.3, formula 2.5.1)

## Combinazioni per le verifiche allo Stato Limite di Danno

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

Elementi della Struttura									
Comb.	Condizione								
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)	Tors. acc. X(Mx)	Tors. acc. Y(My)	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0	0
2	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\gamma_{Qns}$	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
3	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\gamma_{Qns}$	$-\Psi 0 \gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
4	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	$\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
5	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	$-\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
6	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	1	0.30	0
7	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	1	0.30	0
8	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	1	-0.30	0
9	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	-1	0.30	0
11	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	0.30	1	0
15	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	0.30	1	0
16	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	-0.30	1	0
17	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	0.30	-1	0
19	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	-0.30	-1	0

Elementi di fondazione A1									
Comb.	Condizione								
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)	Tors. acc. X(Mx)	Tors. acc. Y(My)	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
1	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0	0
2	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\gamma_{Qns}$	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
3	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\gamma_{Qns}$	$-\Psi 0 \gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
4	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	$\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
5	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	$-\gamma_{Qns}$	0	0	0	0	0
6	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	1	0.30	0
7	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	1	0.30	0

8	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	1	-0.30	0
9	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	-1	0.30	0
11	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	0.30	1	0
15	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	0.30	1	0
16	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	-0.30	1	0
17	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	0.30	-1	0
19	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	$\gamma_{Gs}$	$\gamma_{G2s}$	$\Psi 2 \gamma_{Qs}$	0	0	-1	-0.30	-1	0

I coefficienti utilizzati assumono i seguenti valori:

ELEMENTO	SLV						SLD					
	$\gamma_{G1ns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\gamma_{Qns}$	$\gamma_{G1s}$	$\gamma_{G2s}$	$\gamma_{Qs}$	$\gamma_{G1ns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\gamma_{Qns}$	$\gamma_{G1s}$	$\gamma_{G2s}$	$\gamma_{Qs}$
ELEMENTO	1.3	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Fondazione A1	1.3	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

#### 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				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\gamma_{Qns}$	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$
2	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\gamma_{Qns}$	$-\Psi 0 \gamma_{Qns}$
3	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	$\gamma_{Qns}$
4	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	$-\gamma_{Qns}$

Elementi di fondazione A1				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\gamma_{Qns}$	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$
2	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\gamma_{Qns}$	$-\Psi 0 \gamma_{Qns}$
3	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	$\gamma_{Qns}$
4	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	$-\gamma_{Qns}$

Elementi di fondazione A2				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\gamma_{Qns}$	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$
2	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\gamma_{Qns}$	$-\Psi 0 \gamma_{Qns}$
3	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	$\gamma_{Qns}$
4	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	$-\gamma_{Qns}$

Combinazioni Frequenti:

Elementi della Struttura				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 1 \gamma_{Qns}$	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$
2	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 1 \gamma_{Qns}$	$-\Psi 2 \gamma_{Qns}$
3	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$	$\Psi 1 \gamma_{Qns}$
4	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$	$-\Psi 1 \gamma_{Qns}$

Elementi di fondazione A1				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 1 \gamma_{Qns}$	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$
2	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 1 \gamma_{Qns}$	$-\Psi 2 \gamma_{Qns}$
3	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$	$\Psi 1 \gamma_{Qns}$
4	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$	$-\Psi 1 \gamma_{Qns}$

Elementi di fondazione A2				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 1 \gamma_{Qns}$	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$
2	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 1 \gamma_{Qns}$	$-\Psi 2 \gamma_{Qns}$
3	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$	$\Psi 1 \gamma_{Qns}$
4	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$	$-\Psi 1 \gamma_{Qns}$

Combinazioni quasi permanenti :

Elementi della Struttura				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$
2	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi 2 \gamma_{Qns}$	$-\Psi 2 \gamma_{Qns}$



Elementi di fondazione A1				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi_2\gamma_{Qns}$	$\Psi_2\gamma_{Qns}$
2	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi_2\gamma_{Qns}$	$-\Psi_2\gamma_{Qns}$

Elementi di fondazione A2				
Comb.	Condizione			
	C. perm.(Gk1)	C. p. non str.(Gk2)	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)
1	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi_2\gamma_{Qns}$	$\Psi_2\gamma_{Qns}$
2	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{G2ns}$	$\Psi_2\gamma_{Qns}$	$-\Psi_2\gamma_{Qns}$

I coefficienti utilizzati assumono i seguenti valori:

SLE	Caratteristiche					Frequenti					Q. Permanenti				
ELEMENTO	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{Qns}$	$\gamma_I$	$\gamma_{EG}$	$\gamma_{EQ}$	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{Qns}$	$\gamma_I$	$\gamma_{EG}$	$\gamma_{EQ}$	$\gamma_{Gns}$	$\gamma_{Qns}$	$\gamma_I$	$\gamma_{EG}$	$\gamma_{EQ}$
ELEMENTO	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
ELEMENTO	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
Fondazione A1	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
Fondazione A2	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.

## 2.4 Procedura di Verifica degli elementi.

### 2.4.1 Elementi in C.A. .

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

- Pilastri

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

- PressoTensoFlessione Deviata
- Taglio
- Stabilità
- Stato tensionale

- Travi

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

- PressoTensoFlessione
- Taglio
- Deformabilità
- Stato tensionale
- Fessurazione

- Travi di fondazione

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

- PressoTensoFlessione
- Taglio
- Stato tensionale
- Fessurazione

Le singole verifiche vengono descritte qui di seguito:

- PressoTensoFlessione Deviata

Le sollecitazioni che vengono considerate in tale verifica sono: Sforzo Normale, Momento Flettente X-Z, Momento Flettente X-Y.

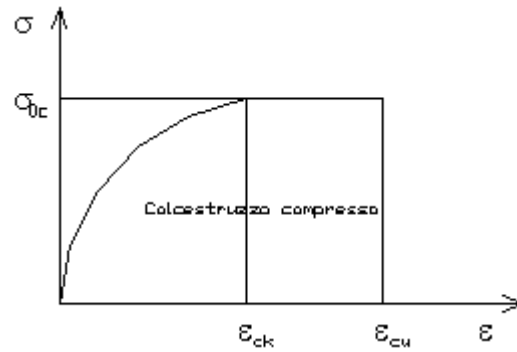
La verifica di resistenza è soddisfatta se la sollecitazione determinata dalla condizione considerata cade all'interno del dominio di sicurezza determinato, attraverso la conoscenza: - del comportamento meccanico della sezione in esame;

- delle caratteristiche dei materiali di cui è composta;
- dei 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:

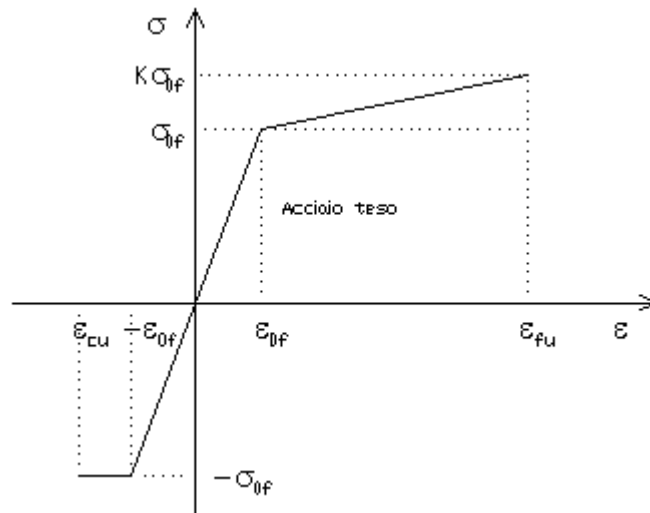
$\epsilon_{ck}$	$= 0.002;$
$\epsilon_{cu}$	$= 0.0035;$
$\sigma_{0c}$	$= 0.85 \cdot 0.83 \cdot R_{ck} / \gamma_{m,c};$
$R_{ck}$	$=$ resistenza caratteristica del calcestruzzo;
$\gamma_{m,c}$	$=$ coefficiente di materiale del calcestruzzo;

Le equazioni che descrivono il diagramma sono:

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

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

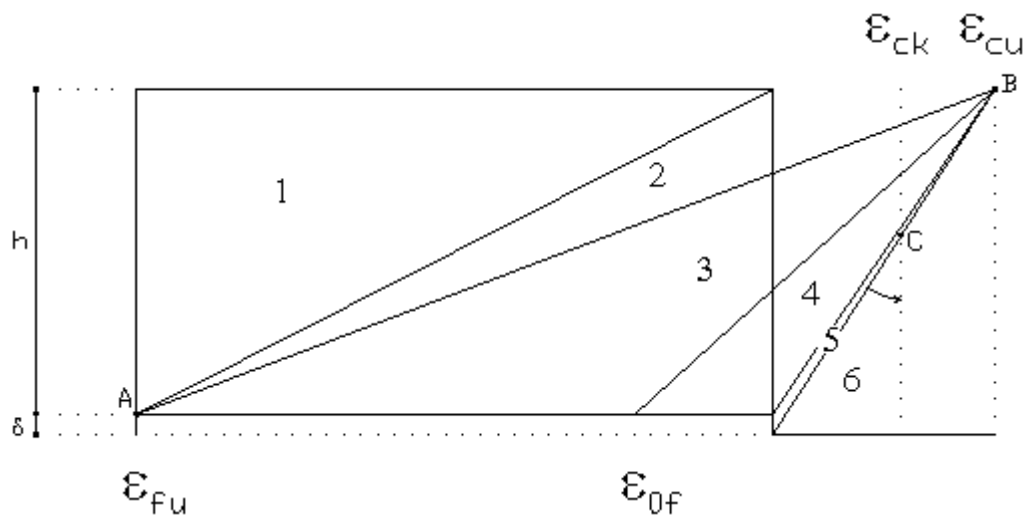
Il diagramma tensioni-deformazioni assunto per l'acciaio è indicato nella seguente figura:



dove:

$\epsilon_{0f}$	$= \sigma_{0f} / E;$
$E$	$=$ Modulo di elasticità dell'acciaio;
$\sigma_{0f}$	$=$ resistenza di calcolo dell'acciaio;
$k$	$=$ rapporto di sovrarresistenza (se è pari ad 1 il comportamento è bilineare elastico-perfettamente plastico);
$f_{yk}$	$=$ Resistenza caratteristica dell'acciaio
$\gamma_m$	$=$ coefficiente di sicurezza dell'acciaio;
$\epsilon_{fu}$	$=$ deformazione ultima dell'acciaio;
$\epsilon_{cu}$	$=$ deformazione ultima del calcestruzzo;

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. Tali campi sono descritti nel seguente modo:



# Relazione di calcolo - Frati Minori Conventuali del Santuario Madonna della Dajana in Marineo

**Campo 1 :** è caratterizzato dall'allungamento massimo tollerabile per l'acciaio pari a  $\epsilon_{fu}$ . 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 e quindi 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 specifiche 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.

- Taglio

Il calcolo del taglio viene eseguito secondo il metodo di Ritter-Morsch. Per gli elementi in cui è richiesta la verifica a taglio, deve risultare:

$$V_{sd} \leq \min[V_{Rsd}, V_{Rcd}]$$

dove:

$V_{sd}$  : taglio sollecitante il calcolo;  
 $V_{Rsd}$  =  $0,9 d (A_{sw} / s) f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha$ ;  
 $V_{Rcd}$  =  $0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$ ;  
 $d$  : altezza utile della sezione;  
 $A_{sw}$  : area dell'armatura trasversale;  
 $s$  : passo dell'armatura trasversale;  
 $f_{yd}$  : resistenza a snervamento dell'acciaio;  
 $b_w$  : larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace;

Il contributo delle armature a taglio è somma del contributo delle staffe e degli eventuali sagomati. In ogni caso l'aliquota massima che può essere affidata ai sagomati è il 50% dello sforzo di taglio massimo.

- Taglio in condizioni cicliche

Per le combinazioni sismiche viene effettuata un'ulteriore verifica alle azioni di taglio considerando la riduzione di resistenza in condizioni cicliche in funzione della domanda di duttilità sull'elemento, per il livello di azione considerato.

La resistenza a taglio VR in condizioni cicliche, quali quelle sismiche, può essere valutata sulla base dei tre contributi dovuti all'entità dello sforzo normale N, al calcestruzzo e all'acciaio, nonché dell'interazione con la rotazione flessionale dell'elemento in funzione della parte plastica della domanda di duttilità,  $\mu^2_{pl}$ .

La formula utilizzata, contenuta sia nella Circolare 7/2019 sia nell'EC8 - Parte 3, è la seguente:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[ \frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0,55 A_c f_c) + \left( 1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta pt}) \right) \left[ 0,16 \max(0,5; 100 \rho_{tot}) \left( 1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right]$$

Per il significato dei vari parametri si rimanda alle già citate norme.

- Stabilità

La verifica di instabilità degli elementi snelli in c.a. viene condotta attraverso un'analisi del secondo ordine che tiene in conto degli effetti flessionali dell'azione assiale sulla configurazione deformata degli elementi stessi.

Si sono assunti legami fra le azioni interne e le deformazioni che mettono in conto il comportamento non lineare dei materiali e si è trascurato il contributo del calcestruzzo teso.

Il valore limite della snellezza per ogni colonna è stato assunto pari a:

$$\lambda_{lim} = 25 / \sqrt{\nu}$$

dove:

$$\nu = N_{ed} / (A_c f_{cd})$$

$$C = 1,7 - r_m$$

$$r_m = M_{01} / M_{02} \text{ è il rapporto fra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro, positivo se i due momenti sono discordi sulla trave } (|M_{02}| > |M_{01}|).$$

La snellezza della colonna da confrontare con  $\lambda_{lim}$  è pari a:

$$\lambda = \lambda_0 / i$$

$\lambda_0$  è la lunghezza libera d'inflessione definita in base ai vincoli di estremità ed i il raggio d'inerzia della sezioni in calcestruzzo non fessurato.

Con riferimento al punto 4.1.2.3.9.3 del D.M. 17/01/2018 in aggiunta al momento sollecitante esterno viene sommata un'aliquota dovuta ad un'eccentricità dello sforzo normale pari a  $1/300$  dell'altezza della colonna (difetto di rettilineità).

In aggiunta viene considerata un'aliquota aggiuntiva che tenga conto dell'inflessione della colonna pari a  $e_2 := 0,222 e_{fy} l_0^2/h$ .

- Stato tensionale

Tale verifica rientra nell'ambito della verifica di esercizio. 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 caratteristica, 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:

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

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

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

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

dove:

$\sigma_s$	: 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:

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

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

- Verifiche a deformabilità

Per il calcolo della deformabilità di elementi inflessi si utilizza il metodo che pesa le curvature nelle due situazioni caratteristiche degli elementi in c.a. ("I" sezione integra; "II" sezione fessurata). A tale riguardo la curvatura in una generica sezione può essere valutata con la seguente relazione:

$$\theta = (1 - \zeta) \theta_I + \zeta \theta_{II}$$

dove  $\zeta$  rappresenta l'effetto irrigidente del calcestruzzo tra due fessure consecutive (tension stiffening):

$$\zeta = 1 - c(M_{cr}/M)^2$$

dove:

$c$	: pari a 1 per carichi permanenti;
$M_{cr}$	: momento di prima fessurazione;
$M$	: momento sollecitante.

Per calcolare la freccia di un elemento, si divide in "n" conci uguali e si calcola la curvatura di ogni concio riferita alla coordinata xi. La freccia relativa alla sezione xj è pari a:

$$\delta_j = \phi_A x_j - \sum (x_j - x_i) \theta_i \Delta x$$

dove:

$\phi_A$	: rotazione dell'estremo iniziale dell'elemento;
$l$	: lunghezza dell'elemento;
$\Delta x$	: lunghezza del concio;
$\theta_i$	: curvatura relativa al concio.

## - Particolari prescrizioni nell'ambito della gerarchia delle resistenze

Al fine di garantire la gerarchia delle resistenze per le strutture in c.a. sono state considerate alcune prescrizioni aggiuntive per il calcolo delle sollecitazioni di calcolo.

Per le travi, al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo vengono ottenute sommando i seguenti contributi:

1. sollecitazioni di taglio relative ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi;
2. sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) amplificati del fattore di sovrarresistenza.

Il fattore di sovrarresistenza ( $\gamma_{Rd}$ ) è assunto pari ad 1.20 per strutture in CD"A" e ad 1.10 per strutture in CD"B". Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo.

Tale condizione di consegua qualora, verificando che la resistenza complessiva delle travi amplificata del fattore di sovrarresistenza, in accordo con la formula:

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}$$

dove:

$\gamma_{Rd}$	= 1.30 per le strutture in CD"A";
$\gamma_{Rd}$	= 1.30 per le strutture in CD"B";
$M_{C,Rd}$	è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni.
$M_{b,Rd}$	è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

Per i pilastri, al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono sommando i seguenti contributi:

1. sollecitazioni di taglio dovuto ai carichi gravitazionali;
2. sollecitazioni di taglio indotte dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore ed inferiore secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} (M_{C,Rd}^{Sup} + M_{C,Rd}^{Inf}) / l_p$$

Per i pilastri:

Valore massimo del taglio calcolato analizzando la struttura con lo spettro elastico.

Per le travi:

Valore massimo del taglio calcolato analizzando la struttura con lo spettro elastico.

Il dimensionamento delle strutture di fondazione è stato eseguito assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti secondo le indicazioni del punto 7.2.5. In particolare viene applicato un fattore di sovrarresistenza rispetto alle azioni sollecitanti trasferite dagli elementi soprastanti, pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A". In ogni caso i valori utilizzati non sono maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di comportamento  $q$  pari a 1.

## - Particolari prescrizioni per pareti non dissipative

Le pareti non dissipative sono state progettate utilizzando le sollecitazioni relative allo spettro elastico ( $q = 1$ ).

## 2.4.2 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 considerare 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:

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

dove:

$N_{Ed}$ : azione di trazione di progetto;

$N_{t,Rd}$ : 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

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

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

Dove, ancora:

$A$ : area lorda della sezione;

$A_{net}$ : netta della sezione;

$f_u, f_y$ : sono le tensioni di rottura e di snervamento dell'acciaio;

$\gamma_{Mo}, \gamma_{M2}$ : sono coefficienti riduttivi.

#### Compressione

La verifica consiste nell'accertare che risulti:

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

dove:

$N_{Ed}$ : è l'azione di compressione di progetto;

$N_{c,Rd}$ : è la resistenza a compressione di progetto calcolata come indicato in seguito.

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

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

Dove, ancora:

$A$ : area lorda della sezione;

$A_{eff}$ : area efficace della sezione;

$f_y$ : tensione di snervamento dell'acciaio;

$\gamma_{Mo}, \gamma_{M1}$ : coefficienti riduttivi.

#### Taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante in ogni sezione trasversale deve soddisfare la relazione:

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

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

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

Dove, ancora:

$A_t$ : area resistente al taglio della sezione;

$f_y$ : tensione di snervamento dell'acciaio;

$\gamma_{Mo}$ : 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:

$M_{Rd}$ : momento flettente resistente di progetto, calcolato tenendo conto dell'effettiva sezione;

$M_{Sd}$ : valore del momento di progetto.

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

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

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

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

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

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

dove:

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

$M_{y,Ed}$ ,  $M_{x,Ed}$  : 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

Le verifiche in campo elastico vengono effettuate in modo che in nessun punto della sezione venga superato il valore della resistenza di calcolo.

La formula utilizzata è:

$$\sigma_{id} \leq f_d$$

$$\text{Dove: } f_d = f_y / \gamma_m$$

$$\sigma_{id}(x,y) = \sqrt{(\sigma(x,y) + 3 \cdot \tau^2(x,y))}$$

Dove:

$f_d$  : valore della tensione di progetto;

$f_y$  : valore di snervamento dell'acciaio;

$\gamma_m$  : coefficiente di riduzione che dipende dalla normativa di riferimento;

$\sigma_{id}(x,y)$  : tensione ideale nel punto di coordinate x ed y della sezione;

$\tau(x,y)$  : tensione tangenziale nel punto di coordinate x ed y della sezione;

$\sigma(x,y)$  : tensione normale nel punto di coordinate x ed y della sezione;

inoltre,

$$\sigma(x,y) = N / A + ((M_x \cdot J_y + M_y \cdot J_{xy}) / (J_x J_y - J_{xy}^2)) \cdot y - ((M_y \cdot J_x + M_x \cdot J_{xy}) / (J_x J_y - J_{xy}^2)) \cdot x$$

$$\tau(x,y) = V / A_T$$

Dove, rispetto al sistema di riferimento baricentrico utilizzato:

x, y: ascissa e ordinata di un punto generico della sezione;

$N$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ : azioni esterne capaci di generare tensioni normali sulla sezione;

$V$ : azione esterna capace di generare tensioni tangenziali sulla sezione;

$J_x$ ,  $J_y$ ,  $J_{xy}$ : momenti d'inerzia della sezione;

$A_T$ : area resistente al taglio della sezione;

## - 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:

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

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

$\chi$ : coefficienti dipendenti dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato, desunti in funzione di appropriati valori della snellezza adimensionalizzata dalla seguente formula:

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

dove:

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

$\alpha$  : fattore di imperfezione opportunamente tabellato;

Inoltre:

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

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

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

## - VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI LATERALI

Ai sensi del punto 4.2.4.2.2 delle NTC vengono controllati gli spostamenti laterali alle sommità delle colonne per le combinazioni SLE. Gli spostamenti devono limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio. Il valore limite deve essere valutato sulla base degli effetti sugli elementi portati, della qualità del confort richiesto alla costruzione e delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

## - CONTROLLO DEL CONTENIMENTO DEL DANNO NEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Ai sensi del punto 7.3.7.2 delle NTC viene verificato che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Per gli edifici in classe I e II, questa verifica si ritiene soddisfatta se gli spostamenti d'interpiano calcolati allo SLD sono inferiori al valore limite, funzione del tipo di elementi non strutturali presenti. Per edifici in classe d'uso III e IV il controllo viene effettuato agli SLO.

### Compatibilità tra fattore di comportamento e classificazione delle sezioni in acciaio

Ai sensi del punto 7.5.3.1 e della tabella 7.5.III delle NTC il valore della classe delle sezioni delle aste che dissipano energia deve essere compatibile con la classe di duttilità e con il fattore di comportamento utilizzato.

## - VERIFICHE INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE.

Nell'esecuzione di tali verifiche si è fatto uso del punto 4.2.4.1.3.2 delle NTC.

Una trave con sezione ad I o H soggetta a flessione nel piano dell'anima, con la piattabanda compressa non sufficientemente vincolata lateralmente, deve essere verificata nei riguardi dell'instabilità flessio-torsionale secondo la formula:

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

dove:

$M_{Ed}$  : massimo momento flettente di calcolo  
 $M_{b,Rd}$  : momento resistente di progetto per l'instabilità.

Il momento resistente di progetto per i fenomeni di instabilità di una trave lateralmente non vincolata può essere assunto pari a

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk} / \gamma_{M1}$$

dove:

$W_y$  : modulo resistente della sezione:  
 - per le sezioni di classe 1 e 2 è pari al modulo plastico :  $W_y = W_{pl,y}$   
 - per le sezioni di classe 3 è pari al modulo elastico :  $W_y = W_{el,y}$   
 - per le sezioni di classe 4 è pari al modulo efficace :  $W_y = W_{eff,y}$

$\chi_{LT}$  : fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato; può essere determinato per profili laminati o composti saldati dalla formula:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1,0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} \end{cases}$$

dove:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Il coefficiente di snellezza adimensionale è dato dalla formula:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

$M_{cr}$ : momento critico elastico di instabilità torsionale, calcolato considerando la sezione lorda del profilo e i ritegni torsionali nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme.

$\alpha_{LT}$  è il fattore di imperfezione ottenuto dalle indicazioni riportate nella Tab. 4.2.VII.

$\bar{\lambda}_{LT,0}$  è stato assunto pari a 0,4.  $\beta$  è stato assunto pari ad 0,75.

Il fattore f considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso ed è definito dalla formula:

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c) \left[ 1 - 2,0(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right],$$

$k_c$  assume i valori riportati in Tab. 4.2.VIII.

**Tabella 4.2.VII. Definizione delle curve d'instabilità per le varie tipologie di sezione e per gli elementi inflessi.**

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità da Tab. 4.2.VI
Sezione laminata ad I	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Sezione composta saldata	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversali		d

## - VERIFICHE INSTABILITA' PRESSO-FLESSIONALE.

## Relazione di calcolo - Frati Minori Conventuali del Santuario Madonna della Dajana in Marineo

Nell'esecuzione di tali verifiche si è fatto uso del punto 4.2.4.1.3.3 delle NTC. Tale paragrafo indica che per elementi strutturali soggetti a compressione e flessione, occorre studiare i relativi fenomeni di instabilità facendo riferimento a normative di comprovata validità.

In tal senso si è optato per la norma UNI EN 1993-1-1:2005 la quale al punto 6.3.3 ed all'annesso B indica le procedure da adottare per effettuare le verifiche in questione.

### - GERARCHIA DELLE RESISTENZE.

Ai sensi del punto 7.5.4.3 delle NTC, per assicurare lo sviluppo del meccanismo globale dissipativo è stata rispettata la gerarchia delle resistenze tra la trave e la colonna. Inoltre sono state rispettate tutte le regole di dettaglio previste nelle NTC, e per ogni nodo colonna-trave è stata verificata la seguente condizione:

$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{RD} \cdot \sum M_{b,pl,Rd}$$

dove:

$\gamma_{RD} = 1,3$  se struttura in classe CD "A" e 1.1 se struttura in classe CD "B";

$M_{C,pl,Rd}$ : momento resistente della colonna calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nella colonna nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,pl,Rd}$ : momento resistente delle travi che convergono nel nodo trave-colonna.

### - EFFETTI DELLE IMPERFEZIONI.

Nell'analisi della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si è tenuto conto degli effetti delle imperfezioni geometriche e strutturali quali: mancanza di verticalità o di rettilineità, mancanza di accoppiamento e le inevitabili eccentricità minori presenti nei collegamenti reali.

A tal fine tali effetti sono stati inclusi implicitamente nel calcolo della resistenza degli elementi strutturali così come indicato al punto 4.2.3.5 delle NTC.

### - STABILITÀ DEI PANNELLI D'ANIMA A TAGLIO.

I pannelli d'anima degli elementi strutturali, laminati oppure realizzati in soluzione composta saldata, devono essere verificati nei confronti dei fenomeni di instabilità dell'equilibrio allo stato limite ultimo (vedi C4.2.4.1.3.4.1 – Circolare esplicativa e UNI EN 1993-1-5:2007).

Ed essendo, inoltre:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{con } f_y \text{ in } \frac{N}{mm^2}$$

I pannelli non irrigiditi vanno verificati se:

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon$$

Mentre i pannelli irrigiditi vanno verificati se:

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}$$

Il contributo resistente delle ali (piattabande) si calcola tramite la formula seguente:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \cdot \left[ 1 - \frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right]$$

Il contributo resistente dell'anima si calcola, invece, tramite la formula seguente:

$$V_{bf,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

$h_w$	Altezza del pannello
$t$	Spessore del pannello
$a$	Larghezza del pannello
$V_{bw,Rd}$	Contributo resistente dell'anima
$V_{bf,Rd}$	Contributo resistente delle ali (piattabande)
$f_{yw}$	Valore di snervamento dell'acciaio dei pannelli d'anima
$b_{f,sup}$	Larghezza dell'ala superiore
$b_{f,inf}$	Larghezza dell'ala inferiore
$t_{f,sup}$	Spessore dell'ala superiore
$t_{f,inf}$	Spessore dell'ala inferiore
$h$	Altezza totale della sezione (comprese le ali)

### - Particolari prescrizioni per distribuzione irregolari di tamponamenti ed impianti

Nel caso di distribuzione fortemente irregolare in altezza di tamponamenti ed impianti, deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significativa riduzione del numero di tali elementi.

Questo requisito si intende soddisfatto incrementando le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con riduzione dei tamponamenti come descritto nel paragrafo 7.2.3 delle N.T.C. I fattori di sovrarresistenza utilizzati nel presente calcolo sono:

Impalcato	Fatt. Sovr.
1	1.00
2	1.00
3	1.00
4	1.00



# Relazione di calcolo - Frati Minori Conventuali del Santuario Madonna della Dajana in Marineo

## - Operazioni per il controllo della duttilità (DUT) richiesta dagli elementi in c.a

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue zone dissipative, esse devono formarsi ove previsto e mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia, garantendo la capacità in duttilità relativa alla classe di duttilità scelta. I dettagli costruttivi delle zone dissipative e delle connessioni tra queste zone e le restanti parti della struttura, nonché dei diversi elementi strutturali tra loro, sono fondamentali per un corretto comportamento sismico e devono essere esaurientemente specificati negli elaborati di progetto.

Nel caso di analisi lineare la verifica di duttilità si può ritenere soddisfatta, rispettando per tutti gli elementi strutturali, sia primari sia secondari, le regole specifiche per i dettagli costruttivi precisate dalle norme per le diverse tipologie costruttive.

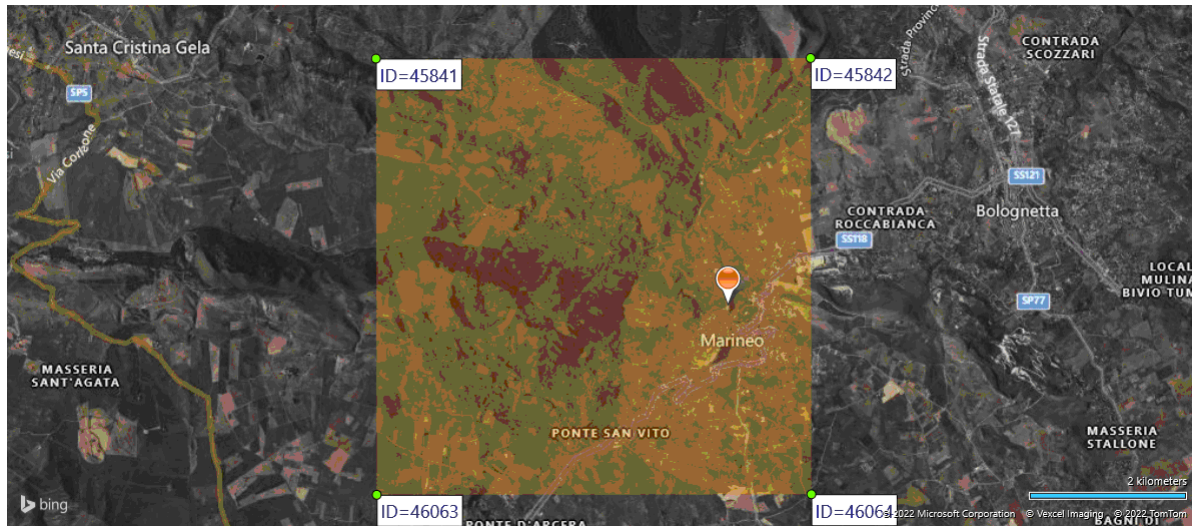
## 3 Dati

### 3.1 Dati Generali

Numero Impalcato : 4  
Numero delle tipologie di sezioni trasversali usate : 5  
Numero delle tipologie di solaio utilizzate : 0

Impalcato	Quota assoluta min [cm]	Quota assoluta max [cm]	Quota relativa min [cm]	Quota relativa max [cm]	Numero Colonne	Numero Travi
Fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0
Piano 1	0.00	140.00	140.00	140.00	4	4
Piano 2	140.00	522.00	382.00	382.00	4	4
Piano 3	522.00	986.00	464.00	464.00	4	4
Piano 4	986.00	1306.00	320.00	320.00	4	4

Coordinate (Datum WGS84) del sito : Latitudine = 37.9554° - Longitudine = 13.4147°  
Coordinate (Datum ED50) del sito : Latitudine = 37.9564° - Longitudine = 13.4155°

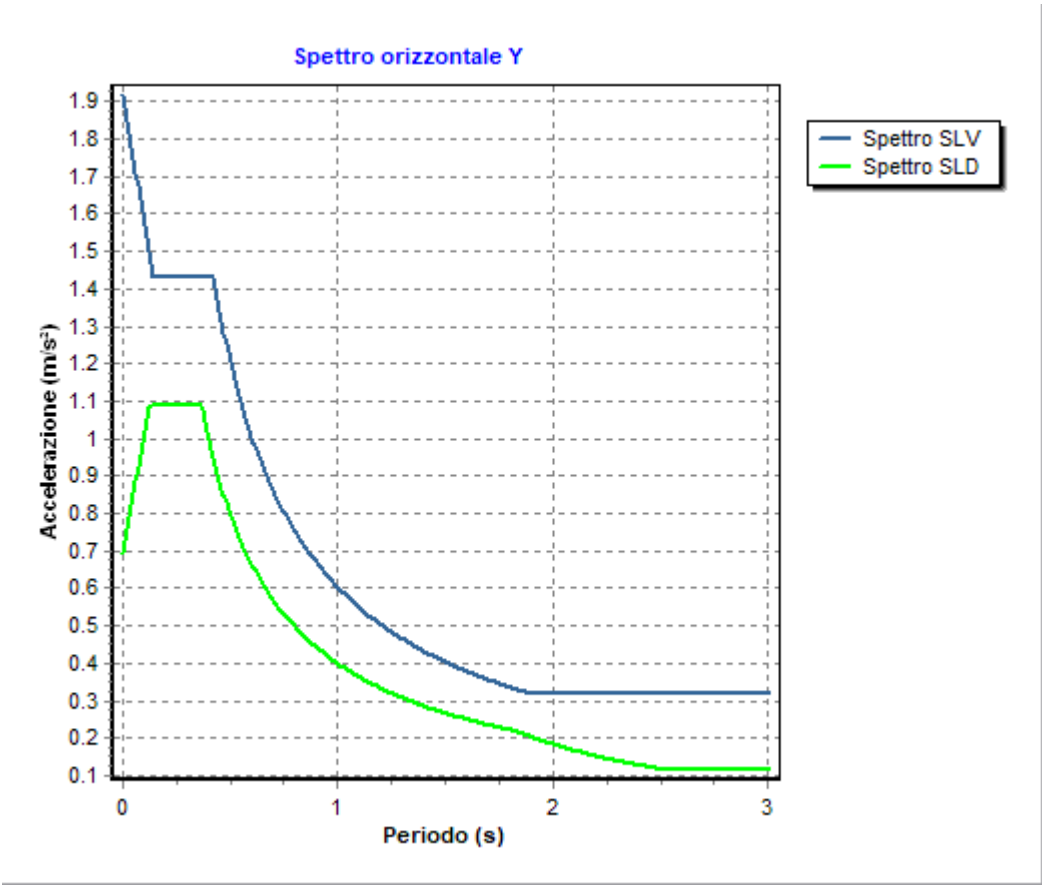
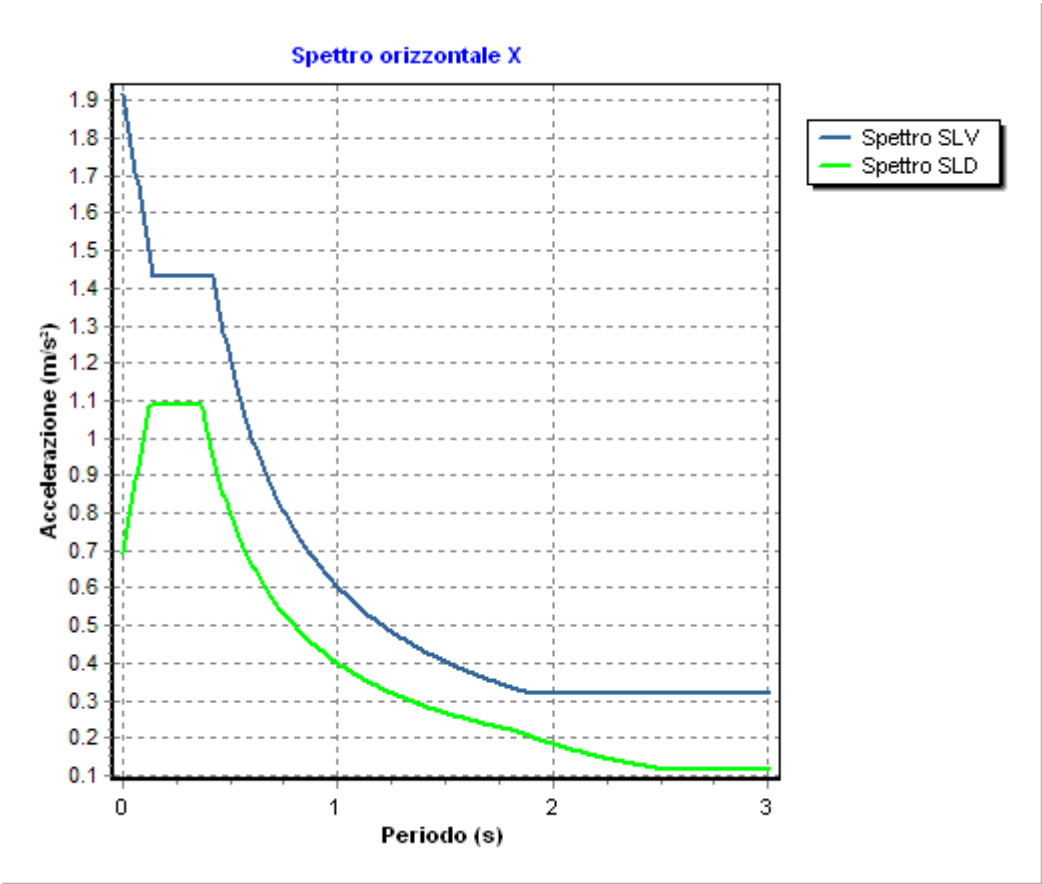


Identificativi e coordinate (Datum ED50) dei punti che includono il sito		
Numero punto	Latitudine [°]	Longitudine [°]
45841	37.9849	13.3643
45842	37.9849	13.4275
46063	37.9349	13.3644
46064	37.9349	13.4276

Zona sismica : SI  
Suolo di fondazione : B  
Vita nominale : 50  
Classe di duttilità: B  
Tipo di opera : Opere ordinarie  
Classe d'uso : II  
Vita di riferimento : 50  
Categoria topografica : T1  
Coefficiente smorzamento viscoso : 0.05

	Parametri dello spettro di risposta orizzontale							
	SLV	SLC	SLD	SLO				
Tempo di ritorno	475	975	50	30				
Accelerazione sismica	0.163	0.211	0.059	0.044				
Coefficiente Fo	2.386	2.457	2.353	2.347				
Periodo T <sub>C</sub> *	0.302	0.313	0.253	0.231				
Coefficiente S <sub>s</sub>	1.20	1.19	1.20	1.20				
Coefficiente di amplificazione topografica S <sub>t</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00				
Prodotto S <sub>s</sub> · S <sub>t</sub>	1.20	1.19	1.20	1.20				
Periodo T <sub>B</sub>	0.14	0.14	0.12	0.11				
Periodo T <sub>C</sub>	0.42	0.43	0.37	0.34				
Periodo T <sub>D</sub>	2.25	2.44	1.84	1.78				
	x	y	x	y	x	y	x	y
Coefficiente η	0.312	0.312	1.000	1.000	*	*	*	*

\* η pari a 1 per gli spostamenti e 2/3 per le sollecitazioni.



- FATTORI DI COMPORTAMENTO -  
Fattore di comportamento direzione x (qx) : 3.20  
Fattore di comportamento direzione y (qy) : 3.20  
Fattore di comportamento direzione z (qz) : 1.50

# Relazione di calcolo - Frati Minori Conventuali del Santuario Madonna della Dajana in Marineo

Modulo di Winkler traslazionale : 5.00 daN/cm<sup>3</sup>  
Modulo di Winkler tangenziale : 2.50 daN/cm<sup>3</sup>  
Delta Termico aste di elevazione : 25  
Delta Termico aste di fondazione : 0  
Modulo di omogeneizzazione (per SLE) : 15  
Classe di servizio per le strutture in legno : 2

Coeff. di riduzione per rigidità fessurata:  
SLV-SLC

Pilastr	Assiale	da Carico Assiale
	Flessione	da Carico Assiale
Travi	Assiale	da Carico Assiale
	Flessione	da Carico Assiale
Pareti	Assiale	da Carico Assiale
	Flessione	da Carico Assiale
Platee	Nel Piano	: 1.00
	Fuori Piano	: 1.00
SLD-SLO	Nel Piano	: 1.00
	Fuori Piano	: 1.00
Pilastr	Assiale	da Carico Assiale
	Flessione	da Carico Assiale
Travi	Assiale	da Carico Assiale
	Flessione	da Carico Assiale
Pareti	Assiale	da Carico Assiale
	Flessione	da Carico Assiale
Platee	Nel Piano	: 1.00
	Fuori Piano	: 1.00
Delta termico	Nel Piano	: 1.00
	Fuori Piano	: 1.00
Slv		: 0.50
	Sle	: 0.75

Copri ferro Piastre di Fondazione : 2.00 cm  
Copri ferro Piastre di Elevazione : 2.00 cm

### 3.2 Elenco e Caratteristiche dei materiali.

Nell'ambito del progetto si è fatto uso dei seguenti materiali divisi per categoria di appartenenza:

#### b - Calcestruzzo

Nom e	Classe	Rck [daN/c m²]	v	ps [daN/m³]	α [1/°C]	Ec [daN/c m²]	FC	γm,c	Ect/E c	fck [daN/cm²]	fcm [daN/c m²]	fcd SLU [daN/c m²]	fctd SLU [daN/c m²]	fcd SLD [daN/c m²]	fctd SLD [daN/c m²]	fctk,0.0 5 [daN/c m²]	fctm [daN/c m²]	εc2 [%e]	εcu2 [%e]
ClcI	C25/30	300	0.15	2500	1.0E-005	314758.1	-	1.50	0.50	250.0	-	141.7	12.0	212.5	18.0	18.0	25.6	2.00	3.50

#### c - Acciaio per C.A.

Nome	Tipo	γm	FC	Es [daN/cm²]	fyk [daN/cm²]	ftk [daN/cm²]	fd SLU [daN/cm²]	fd SLD [daN/cm²]	fd SLE [daN/cm²]	k	εud [%e]
BarreI	B450C	1.15	-	2100000.0	4500.0	5400.0	3913.0	4500.0	3913.0	1.00	10.00

#### d - Acciaio per carpenteria.

Nome	Norm.	Tipo	v	ps [daN/m³]	α [1/°C]	E [daN/cm²]	FC	γM0	γM1	γM2	fy [daN/cm²]	fu [daN/cm²]
AcciaioI	UNI EN 10025-2	S235	0.30	7850	1.2E-005	2100000.0	1.00	1.05	1.05	1.25	2350.0	3600.0

### 3.3 Elenco e caratteristiche delle colonne stratigrafiche.

Nell'ambito del progetto si è fatto uso delle seguenti colonne stratigrafiche:

#### Caratteristiche delle colonne stratigrafiche:

Colonna : nome della colonna stratigrafica;  
Filo : filo fisso al quale appartiene la colonna stratigrafica;  
Impalcato : Impalcato al quale appartiene la colonna stratigrafica;  
Falda : Presenza della falda;  
Prof. Falda : Profondità della falda (se è presente);  
Spicc. Fond. : Quota dell'estradosso della fondazione rispetto al piano campagna;  
No. Strati : Numero degli strati della colonna stratigrafica.  
RQD : (Rock Quality Designation)grado di fratturazione dell'ammasso roccioso in [0-1]

Filo	Colonna	Impalcato	Falda	Prof. Falda [cm]	Spicc. Fond. [cm]	No. Strati	RQD
5	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	2	-
6	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	2	-
7	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	2	-
8	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	0.00	2	-

## 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;
$E_{ed}$	: 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	Qc [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\phi$ [°]	C [daN/cm <sup>2</sup> ]	Cu [daN/cm <sup>2</sup> ]	E [daN/cm <sup>2</sup> ]	G [daN/cm <sup>2</sup> ]	$\nu_t$	$E_{ed}$ [daN/cm <sup>2</sup> ]	OCR
Colonna 1	Strato1	100.0	1940.0	940.0	10	15.00	28.0	0.00	0.56	200.00	100.00	0.35	80.00	1.00
	Argilla	900.0	1900.0	900.0	-	-	35.0	0.00	1.81	300.00	150.00	0.35	-	1.00

## 3.4 Elenco dei carichi.

### 3.4.1 Pesi propri unitari - G1.

Impalcato	Solai [daN/m <sup>2</sup> ]	Balconi [daN/m <sup>2</sup> ]	Scale [daN/m <sup>2</sup> ]
Fondazione	-	-	-
Piano 1	-	-	-
Piano 2	-	-	-
Piano 3	-	-	-
Piano 4	-	-	-

- Analisi dei Carichi -

### 3.4.2 Carichi Permanenti unitari - G2.

Impalcato	Solai [daN/m <sup>2</sup> ]	Balconi [daN/m <sup>2</sup> ]	Scale [daN/m <sup>2</sup> ]	Influenza Tramezzi [daN/m <sup>2</sup> ]	Tamponature [daN/m]
Fondazione	100	100	100	100	582
Piano 1	100	100	100	100	582
Piano 2	100	100	100	100	582
Piano 3	100	100	100	100	582
Piano 4	100	100	100	0	0

- Analisi dei Carichi -

Fondazione
------------

#### Influenza Tramezzi

Il peso proprio degli elementi divisorii interni viene ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito come definito dal punto 3.1.3.1 - Elementi divisorii interni (D.M. 17/01/2018)

Piano 1
---------

#### Influenza Tramezzi

Il peso proprio degli elementi divisorii interni viene ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito come definito dal punto 3.1.3.1 - Elementi divisorii interni (D.M. 17/01/2018)

Piano 2
---------

#### Influenza Tramezzi

Il peso proprio degli elementi divisorii interni viene ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito come definito dal punto 3.1.3.1 - Elementi divisorii interni (D.M. 17/01/2018)

Piano 3
---------

#### Influenza Tramezzi

Il peso proprio degli elementi divisorii interni viene ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito come definito dal punto 3.1.3.1 - Elementi divisorii interni (D.M. 17/01/2018)

Piano 4
---------

### 3.4.3 Carichi Variabili unitari - Q.

Le intensità assunte per i carichi variabili verticali ripartiti sono riportate nella seguente tabella:

Impalcato	Carichi d'esercizio [daN/m <sup>2</sup> ]		
	Solai	Balconi	Scale
Fondazione	200	400	400
Piano 1	200	400	400
Piano 2	200	400	400
Piano 3	200	400	400
Piano 4	200	400	400

### 3.4.4 Pesi Impalcati.

Ai fini della valutazione dei pesi "W" a livello dei vari impalcati, si tiene conto dei carichi di tipo G1 relativi agli elementi strutturali e dei carichi di tipo G2 relativi agli elementi non strutturali sommati ai sovraccarichi d'esercizio Qk moltiplicati per una aliquota  $\Psi_{2i}$  (determinata dalla destinazione d'uso dell'opera ai vari piani)

$$W_i = G1_i + G2_i + \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Dove il pedice "i" è il piano i-esimo della struttura.

Impalcato	Destinazione	$\Psi_{2i}$
Fondazione	Categoria A: Ambienti ad uso residenziale	0.3
Piano 1	Categoria A: Ambienti ad uso residenziale	0.3
Piano 2	Categoria A: Ambienti ad uso residenziale	0.3
Piano 3	Categoria A: Ambienti ad uso residenziale	0.3
Piano 4	Categoria A: Ambienti ad uso residenziale	0.3

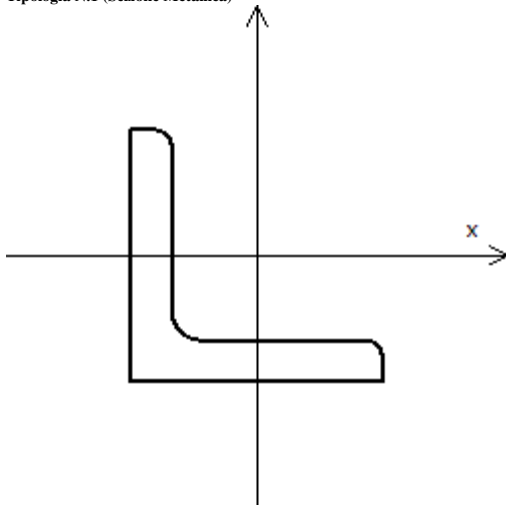
Per balconi e scale verranno usati i coefficienti calcolati come i maggiori tra quelli relativi alla categoria di carico di piano ed i seguenti:

Cat.	Destinazione	$\Psi_{2i}$
C2	Balconi, ballatoi e scale	0.6

Imp. Reale	G1 [daN]	G2 [daN]	$\Psi_s \cdot Q_k$ [daN]	W (SLV-SLD) [daN]
0	4863.55	737.80	553.35	6154.70
1	6374.68	464.40	139.32	6978.40
2	429.98	0.00	0.00	429.98
3	401.17	0.00	0.00	401.17
4	185.58	0.00	0.00	185.58

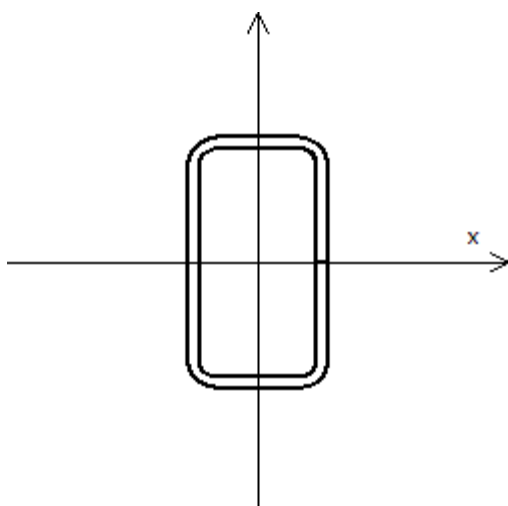
### 3.5 Elenco e Caratteristiche delle sezioni trasversali.

Tipologia N.1 (Sezione Metallica)



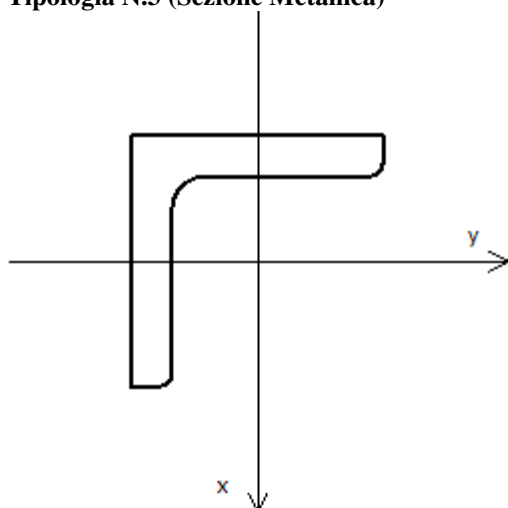
Nome = E100x16  
 A = 30 cm<sup>2</sup>  
 J<sub>x</sub> = 261.73 cm<sup>4</sup>  
 J<sub>y</sub> = 261.73 cm<sup>4</sup>  
 J<sub>xy</sub> = -151.26 cm<sup>4</sup>  
 J<sub>t</sub> = 25.12 cm<sup>4</sup>  
 Materiale = Acciaio1  
 Peso = 23.23 daN/ml

Tipologia N.2 (Sezione Metallica)



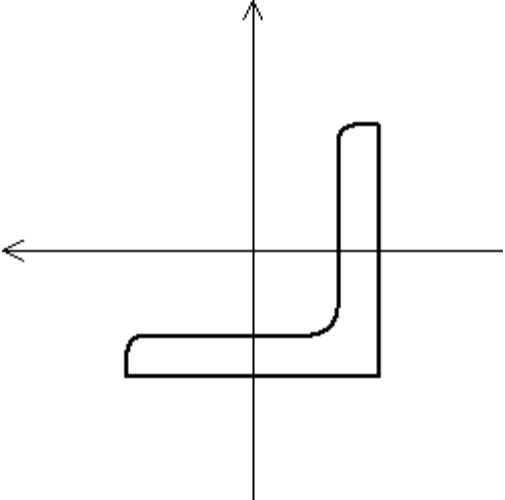
Nome	= R90x50x40
A	= 10 cm <sup>2</sup>
J <sub>x</sub>	= 99.87 cm <sup>4</sup>
J <sub>y</sub>	= 39.83 cm <sup>4</sup>
J <sub>xy</sub>	= 0.00 cm <sup>4</sup>
J <sub>t</sub>	= 94.85 cm <sup>4</sup>
Materiale	= Acciaio1
Peso	= 7.86 daN/ml

**Tipologia N.3 (Sezione Metallica)**



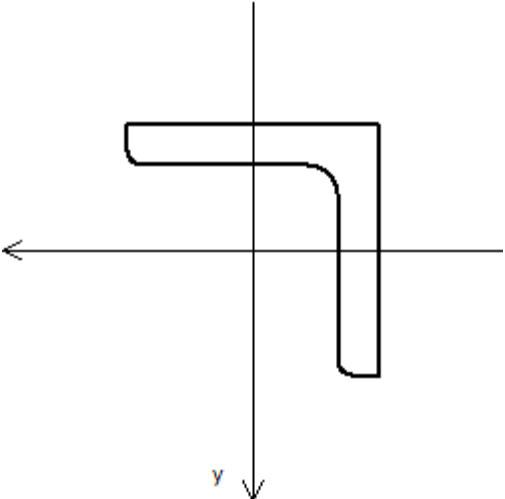
Nome	= E100x16
A	= 30 cm <sup>2</sup>
J <sub>x</sub>	= 261.73 cm <sup>4</sup>
J <sub>y</sub>	= 261.73 cm <sup>4</sup>
J <sub>xy</sub>	= -151.26 cm <sup>4</sup>
J <sub>t</sub>	= 25.12 cm <sup>4</sup>
Materiale	= Acciaio1
Peso	= 23.23 daN/ml

Tipologia N.4 (Sezione Metallica)



Nome	= E100x16
A	= 30 cm <sup>2</sup>
Jx	= 261.73 cm <sup>4</sup>
Jy	= 261.73 cm <sup>4</sup>
Jxy	= -151.26 cm <sup>4</sup>
Jt	= 25.12 cm <sup>4</sup>
Materiale	= Acciaio1
Peso	= 23.23 daN/ml

Tipologia N.5 (Sezione Metallica)



Nome	= E100x16
A	= 30 cm <sup>2</sup>
Jx	= 261.73 cm <sup>4</sup>
Jy	= 261.73 cm <sup>4</sup>

# Relazione di calcolo - Frati Minori Conventuali del Santuario Madonna della Dajana in Marineo

Jxy = -151.26 cm<sup>4</sup>  
Jt = 25.12 cm<sup>4</sup>  
Materiale = Acciaio I  
Peso = 23.23 daN/ml

## 3.6 Geometria Strutturale.

### 3.6.1 Fili Fissi.

Numero : numerazione del filo fisso.  
Ascissa : coordinata X del filo fisso.  
Ordinata : coordinata Y del filo fisso.  
Angolo : angolo del filo fisso (in gradi);  
Tipo : tipo del filo fisso.

Numero	Ascissa [cm]	Ordinata [cm]	Quota [cm]	Angolo [°]	Tipo
1	0.00	0.00	0.00	0.00	7
2	147.00	0.00	0.00	0.00	9
3	0.00	100.00	0.00	0.00	1
4	147.00	100.00	0.00	0.00	3
5	-35.00	-35.00	0.00	0.00	7
6	-35.00	135.00	0.00	0.00	1
7	182.00	135.00	0.00	0.00	3
8	182.00	-35.00	0.00	0.00	9

### 3.6.2 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 rigidezza;  
Kt : valore finito delle rigidezze traslazionali da leggere nella tabella specifica;  
Kr : valore finito delle rigidezze rotazionali da leggere nella tabella specifica;

Masse Nodali:  
M : valore della massa traslazionale  
Mlx : valore del momento d'inerzia della massa attorno all'asse X  
Mly : valore del momento d'inerzia della massa attorno all'asse Y  
Mlz : 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]	Mlx [daNM*cm <sup>2</sup> ]	Mly [daNM*cm <sup>2</sup> ]	Mlz [daNM*cm <sup>2</sup> ]
1	3.1	3.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
2	143.9	3.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
3	3.1	96.9	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
4	143.9	96.9	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
5	-35.0	-35.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
6	-35.0	135.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
7	182.0	135.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
8	182.0	-35.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
9	3.1	3.1	140.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
10	143.9	3.1	140.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
11	3.1	96.9	140.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
12	143.9	96.9	140.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
13	-35.0	-35.0	140.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
14	-35.0	135.0	140.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
15	182.0	135.0	140.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
16	182.0	-35.0	140.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
17	3.1	3.1	522.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
18	143.9	3.1	522.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
19	3.1	96.9	522.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
20	143.9	96.9	522.0	Piano 2	M2	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
21	3.1	3.1	986.0	Piano 3	M3	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
22	143.9	3.1	986.0	Piano 3	M3	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
23	3.1	96.9	986.0	Piano 3	M3	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
24	143.9	96.9	986.0	Piano 3	M3	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
25	3.1	3.1	1306.0	Piano 4	M4	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
26	143.9	3.1	1306.0	Piano 4	M4	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
27	3.1	96.9	1306.0	Piano 4	M4	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
28	143.9	96.9	1306.0	Piano 4	M4	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
29	37.3	135.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
30	109.7	135.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
31	182.0	50.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
32	109.7	-35.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
33	37.3	-35.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00



# Relazione di calcolo - Frati Minori Conventuali del Santuario Madonna della Dajana in Marinese

34	-35.0	50.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
35	-35.0	50.0	140.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
36	-35.0	-35.0	70.0	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
37	-35.0	135.0	70.0	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
38	109.7	-35.0	140.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
39	37.3	-35.0	140.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
40	182.0	-35.0	70.0	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
41	37.3	135.0	140.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
42	109.7	135.0	140.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
43	182.0	135.0	70.0	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
44	182.0	50.0	140.0	Piano 1	M1	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
45	-35.0	50.0	70.0	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
46	37.3	-35.0	70.0	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
47	109.7	-35.0	70.0	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
48	109.7	135.0	70.0	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
49	37.3	135.0	70.0	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
50	182.0	50.0	70.0	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
51	20.2	69.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
52	73.5	3.1	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
53	-12.0	35.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
54	-16.0	73.5	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
55	122.9	95.7	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
56	91.6	69.0	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
57	8.9	109.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
58	-14.0	105.9	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
59	-2.6	59.2	0.0	Fondazione	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
60	119.5	55.9	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	73.50	50.00	140.00
M2	Impalcato Rigido	73.50	50.00	522.00
M3	Impalcato Rigido	73.50	50.00	986.00
M4	Impalcato Rigido	73.50	50.00	1306.00

### 3.6.3 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
NI	: nodo iniziale dell'asta
NF	: nodo finale dell'asta
Tipo	: funzione dell'asta
Sez	: sezione trasversale associata all'asta
L	: lunghezza teorica (nodo-nodo) dell'asta
Imp.	: impalcato di appartenenza dell'asta
KwN	: modulo di Winkler normale;
KwT	: modulo di Winkler tangenziale;

Asta	Fili	NI	NF	Tipo	Sez	L [cm]	Imp.	Kwn [daN/c m³]	Kwt [daN/c m³]	Vincoli interni											
										Estremo In.						Estremo Fin.					
										SpoX	SpoY	Spo Z	Rot X	Rot Y	RotZ	SpoX	SpoY	Spo Z	Rot X	Rot Y	RotZ
1	2, 1	10	9	Trave Elev.	2	140.89	Piano 1	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	1, 3	9	11	Trave Elev.	2	93.89	Piano 1	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	4, 2	12	10	Trave Elev.	2	93.89	Piano 1	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
4	3, 4	11	12	Trave Elev.	2	140.89	Piano 1	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	1	9	1	Pilastro	1	140.00	Piano 1	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
6	2	10	2	Pilastro	4	140.00	Piano 1	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
7	3	11	3	Pilastro	3	140.00	Piano 1	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
8	4	12	4	Pilastro	5	140.00	Piano 1	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
9	2, 1	18	17	Trave Elev.	2	140.89	Piano 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
10	1, 3	17	19	Trave Elev.	2	93.89	Piano 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
11	4, 2	20	18	Trave Elev.	2	93.89	Piano 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
12	3, 4	19	20	Trave Elev.	2	140.89	Piano 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
13	1	17	9	Pilastro	1	382.00	Piano 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
14	2	18	10	Pilastro	4	382.00	Piano 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
15	3	19	11	Pilastro	3	382.00	Piano 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
16	4	20	12	Pilastro	5	382.00	Piano 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
17	2, 1	22	21	Trave Elev.	2	140.89	Piano 3	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
18	1, 3	21	23	Trave Elev.	2	93.89	Piano 3	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
19	4, 2	24	22	Trave Elev.	2	93.89	Piano 3	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	3, 4	23	24	Trave Elev.	2	140.89	Piano 3	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
21	1	21	17	Pilastro	1	464.00	Piano 3	-	-	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	2	22	18	Pilastro	4	464.00	Piano 3	-	-	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	3	23	19	Pilastro	3	464.00	Piano 3	-	-	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	24	20	Pilastro	5	464.00	Piano 3	-	-	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	2, 1	26	25	Trave Elev.	2	140.89	Piano 4	-	-	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	1, 3	25	27	Trave Elev.	2	93.89	Piano 4	-	-	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	4, 2	28	26	Trave Elev.	2	93.89	Piano 4	-	-	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	3, 4	27	28	Trave Elev.	2	140.89	Piano 4	-	-	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	1	25	21	Pilastro	1	320.00	Piano 4	-	-	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	2	26	22	Pilastro	4	320.00	Piano 4	-	-	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	3	27	23	Pilastro	3	320.00	Piano 4	-	-	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	4	28	24	Pilastro	5	320.00	Piano 4	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

# Relazione di calcolo - Frati Minori Conventuali del Santuario Madonna della Dajana in Marinese

## 3.6.4 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  
Spess. : spessore della 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/c m³]	Kwt [daN/c m³]
1	Piano 1	5-6	30.00	Parete in Cls	4	Cls1	-	-
2	Piano 1	8-5	30.00	Parete in Cls	6	Cls1	-	-
3	Piano 1	6-7	30.00	Parete in Cls	6	Cls1	-	-
4	Piano 1	7-8	30.00	Parete in Cls	4	Cls1	-	-
5	Fondazione	6, 7, 8, 5	30.00	Platea Cls	18	Cls1	5.00	2.50

## 3.6.5 Carichi distribuiti sugli elementi.

### Carichi Globali Aste

Asta : numero dell'asta come da paragrafo "Caratteristiche delle aste";  
Imp. : impalcato al quale appartiene l'asta;  
Fili : fili fissi ai quali appartiene l'asta;  
C.C. : condizione di carico come da paragrafo "Condizioni di carico valutate";  
DGlob : direzione dei carichi secondo il sistema di riferimento globale dell'asta;  
in : valore del carico distribuito relativo al nodo iniziale come da paragrafo "Caratteristiche delle aste";  
fin : valore del carico distribuito relativo al nodo finale come da paragrafo "Caratteristiche delle aste".

Asta	Imp.	Fili	C.C.	DGlob X [daN/m]		DGlob Y [daN/m]		DGlob Z [daN/m]	
				in.	fin.	in.	fin.	in.	fin.
1	Piano 1	2, 1	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.86	-7.86
2	Piano 1	1, 3	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.86	-7.86
3	Piano 1	4, 2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.86	-7.86
4	Piano 1	3, 4	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.86	-7.86
5	Piano 1	1	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-23.23	-23.23
6	Piano 1	2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-23.23	-23.23
7	Piano 1	3	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-23.23	-23.23
8	Piano 1	4	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-23.23	-23.23
9	Piano 2	2, 1	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.86	-7.86
10	Piano 2	1, 3	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.86	-7.86
11	Piano 2	4, 2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.86	-7.86
12	Piano 2	3, 4	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.86	-7.86
13	Piano 2	1	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-23.23	-23.23
14	Piano 2	2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-23.23	-23.23
15	Piano 2	3	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-23.23	-23.23
16	Piano 2	4	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-23.23	-23.23
17	Piano 3	2, 1	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.86	-7.86
18	Piano 3	1, 3	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.86	-7.86
19	Piano 3	4, 2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.86	-7.86
20	Piano 3	3, 4	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.86	-7.86
21	Piano 3	1	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-23.23	-23.23
22	Piano 3	2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-23.23	-23.23
23	Piano 3	3	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-23.23	-23.23
24	Piano 3	4	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-23.23	-23.23
25	Piano 4	2, 1	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.86	-7.86
26	Piano 4	1, 3	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.86	-7.86
27	Piano 4	4, 2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.86	-7.86
28	Piano 4	3, 4	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.86	-7.86
29	Piano 4	1	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-23.23	-23.23
30	Piano 4	2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-23.23	-23.23
31	Piano 4	3	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-23.23	-23.23
32	Piano 4	4	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-23.23	-23.23

### Carichi Locali distribuiti sulle Piastre

Piastra : numero della piastra come da paragrafo "Caratteristiche delle piastre";  
Imp. : impalcato al quale appartiene la piastra;  
Fili : fili fissi ai quali appartiene la piastra;  
C.C. : condizione di carico come da paragrafo "Condizioni di carico valutate";  
DLoc : direzione dei carichi secondo il sistema di riferimento locale della piastra;

Piastra	Imp.	Fili	C.C.	DLoc X [daN/m²]	DLoc Y [daN/m²]	DLoc Z [daN/m²]
1	Fondazione	6, 7, 8, 5	Car. Permanenti G1	0.00	0.00	0.00
			Car. Permanenti G2	0.00	0.00	0.00
			Car. d'Esercizio	0.00	0.00	0.00

### Carichi Globali distribuiti sulle Piastre

Piastra : numero della piastra come da paragrafo "Caratteristiche delle piastre";  
Imp. : impalcato al quale appartiene la piastra;  
Fili : fili fissi ai quali appartiene la piastra;  
C.C. : condizione di carico come da paragrafo "Condizioni di carico valutate";  
DGlob : direzione dei carichi secondo il sistema di riferimento globale della piastra;

Piastra	Imp.	Fili	C.C.	DGlob X [daN/m²]	DGlob Y [daN/m²]	DGlob Z [daN/m²]
1	Fondazione	6, 7, 8, 5	Car. Permanenti G1	0.00	0.00	-750.00
			Car. Permanenti G2	0.00	0.00	-200.00
			Car. d'Esercizio	0.00	0.00	-500.00

# Relazione di calcolo - Frati Minori Conventuali del Santuario Madonna della Dajana in Marineo

## Carichi Locali lineari in testa alle Pareti

Parete : numero della piastra come da paragrafo "Caratteristiche delle pareti";  
Imp. : impalcato al quale appartiene la parete;  
Fili : fili fissi ai quali appartiene la parete;  
C.C. : condizione di carico come da paragrafo "Condizioni di carico valutate";  
DLoc : direzione dei carichi secondo il sistema di riferimento locale della parete;

Parete	Imp.	Fili	C.C.	DLoc X [daN/m]		DLoc Y [daN/m]		DLoc Z [daN/m]	
				in.	fin.	in.	fin.	in.	fin.
1	Piano 1	5-6	Car. perm. G1 in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			Car. perm. G2 in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			Car. eserc. in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	Piano 1	8-5	Car. perm. G1 in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			Car. perm. G2 in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			Car. eserc. in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	Piano 1	6-7	Car. perm. G1 in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			Car. perm. G2 in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			Car. eserc. in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	Piano 1	7-8	Car. perm. G1 in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			Car. perm. G2 in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			Car. eserc. in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

## Carichi Locali distribuiti sulle Pareti

Parete : numero della piastra come da paragrafo "Caratteristiche delle pareti";  
Imp. : impalcato al quale appartiene la parete;  
Fili : fili fissi ai quali appartiene la parete;  
C.C. : condizione di carico come da paragrafo "Condizioni di carico valutate";  
DLoc : direzione dei carichi secondo il sistema di riferimento locale della parete;

Parete	Imp.	Fili	C.C.	DLoc X [daN/m²]	DLoc Y [daN/m²]	DLoc Z [daN/m²]
				in.	fin.	in.
1	Piano 1	5-6	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00
2	Piano 1	8-5	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00
3	Piano 1	6-7	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00
4	Piano 1	7-8	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00

## Carichi Globali lineari in testa alle Pareti

Parete : numero della piastra come da paragrafo "Caratteristiche delle pareti";  
Imp. : impalcato al quale appartiene la parete;  
Fili : fili fissi ai quali appartiene la parete;  
C.C. : condizione di carico come da paragrafo "Condizioni di carico valutate";  
DGlob : direzione dei carichi secondo il sistema di riferimento globale della parete;

Parete	Imp.	Fili	C.C.	DGlob X [daN/m]		DGlob Y [daN/m]		DGlob Z [daN/m]	
				in.	fin.	in.	fin.	in.	fin.
1	Piano 1	5-6	Car. perm. G1 in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			Car. perm. G2 in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	-60.00	0.00
			Car. eserc. in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	-60.00	0.00
2	Piano 1	8-5	Car. perm. G1 in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			Car. perm. G2 in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	-60.00	0.00
			Car. eserc. in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	-60.00	0.00
3	Piano 1	6-7	Car. perm. G1 in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			Car. perm. G2 in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	-60.00	0.00
			Car. eserc. in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	-60.00	0.00
4	Piano 1	7-8	Car. perm. G1 in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			Car. perm. G2 in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	-60.00	0.00
			Car. eserc. in Testa	0.00	0.00	0.00	0.00	-60.00	0.00

## Carichi Globali distribuiti sulle Pareti

Parete : numero della piastra come da paragrafo "Caratteristiche delle pareti";  
Imp. : impalcato al quale appartiene la parete;  
Fili : fili fissi ai quali appartiene la parete;  
C.C. : condizione di carico come da paragrafo "Condizioni di carico valutate";  
DGlob : direzione dei carichi secondo il sistema di riferimento globale della parete;

Parete	Imp.	Fili	C.C.	DGlob X [daN/m²]	DGlob Y [daN/m²]	DGlob Z [daN/m²]
				in.	fin.	in.
1	Piano 1	5-6	Car. Perm. G1	0.00	0.00	-750.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00
2	Piano 1	8-5	Car. Perm. G1	0.00	0.00	-750.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00
3	Piano 1	6-7	Car. Perm. G1	0.00	0.00	-750.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00
4	Piano 1	7-8	Car. Perm. G1	0.00	0.00	-750.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00

## 3.6.6 Carichi termici sugli elementi.

### Aste

Asta : numero dell'asta come da 3.5.2  
Imp. : impalcato al quale appartiene l'asta

# Relazione di calcolo - Frati Minori Conventuali del Santuario Madonna della Dajana in Marineo

Fili : fili fissi ai quali appartiene l'asta  
 $\Delta t$  : delta termico costante applicato all'elemento.  
 $\Delta t_{XY}$  : delta termico a farfalla nel piano XY applicato all'elemento.  
 $h_{XY}$  : altezza di riferimento del delta termico nel piano XY applicato all'elemento.  
 $\Delta t_{XZ}$  : delta termico a farfalla nel piano XZ applicato all'elemento.  
 $h_{XZ}$  : altezza di riferimento del delta termico nel piano XZ applicato all'elemento.

Asta	Imp.	Fili	$\Delta t$ [°C]	$\Delta t_{XY}$ [°C]	$h_{XY}$ [cm]	$\Delta t_{XZ}$ [°C]	$h_{XZ}$ [cm]
1	Piano 1	2, 1	25.0	0.0	5.0	0.0	9.0
2	Piano 1	1, 3	25.0	0.0	5.0	0.0	9.0
3	Piano 1	4, 2	25.0	0.0	5.0	0.0	9.0
4	Piano 1	3, 4	25.0	0.0	5.0	0.0	9.0
5	Piano 1	1	25.0	0.0	10.0	0.0	10.0
6	Piano 1	2	25.0	0.0	10.0	0.0	10.0
7	Piano 1	3	25.0	0.0	10.0	0.0	10.0
8	Piano 1	4	25.0	0.0	10.0	0.0	10.0
9	Piano 2	2, 1	25.0	0.0	5.0	0.0	9.0
10	Piano 2	1, 3	25.0	0.0	5.0	0.0	9.0
11	Piano 2	4, 2	25.0	0.0	5.0	0.0	9.0
12	Piano 2	3, 4	25.0	0.0	5.0	0.0	9.0
13	Piano 2	1	25.0	0.0	10.0	0.0	10.0
14	Piano 2	2	25.0	0.0	10.0	0.0	10.0
15	Piano 2	3	25.0	0.0	10.0	0.0	10.0
16	Piano 2	4	25.0	0.0	10.0	0.0	10.0
17	Piano 3	2, 1	25.0	0.0	5.0	0.0	9.0
18	Piano 3	1, 3	25.0	0.0	5.0	0.0	9.0
19	Piano 3	4, 2	25.0	0.0	5.0	0.0	9.0
20	Piano 3	3, 4	25.0	0.0	5.0	0.0	9.0
21	Piano 3	1	25.0	0.0	10.0	0.0	10.0
22	Piano 3	2	25.0	0.0	10.0	0.0	10.0
23	Piano 3	3	25.0	0.0	10.0	0.0	10.0
24	Piano 3	4	25.0	0.0	10.0	0.0	10.0
25	Piano 4	2, 1	25.0	0.0	5.0	0.0	9.0
26	Piano 4	1, 3	25.0	0.0	5.0	0.0	9.0
27	Piano 4	4, 2	25.0	0.0	5.0	0.0	9.0
28	Piano 4	3, 4	25.0	0.0	5.0	0.0	9.0
29	Piano 4	1	25.0	0.0	10.0	0.0	10.0
30	Piano 4	2	25.0	0.0	10.0	0.0	10.0
31	Piano 4	3	25.0	0.0	10.0	0.0	10.0
32	Piano 4	4	25.0	0.0	10.0	0.0	10.0

## Pareti

Parete : numero della parete  
Imp. : impalcato al quale appartiene la parete  
Fili : fili fissi ai quali appartiene la parete  
 $\Delta t$  : salto termico applicato all'elemento.

Parete	Imp.	Fili	$\Delta t$ [°C]
1	Piano 1	5-6	25.0
2	Piano 1	8-5	25.0
3	Piano 1	6-7	25.0
4	Piano 1	7-8	25.0

## Platee

Platee : numero della platea  
Imp. : impalcato al quale appartiene la platea  
Fili : fili fissi ai quali appartiene la platea  
 $\Delta t$  : salto termico applicato all'elemento.

Platea	Imp.	Fili	$\Delta t$ [°C]
--------	------	------	-----------------

## 4 Risultati di Calcolo.

N.B. Le tabelle richiamate ai vari riferimenti sono contenute nell'allegato "Tabulati di Calcolo"

### 4.1 Risultati Condizioni.

#### 4.1.1 Risultati Condizioni (Carichi Permanenti - G1).

##### 4.1.1.1 Cinematismi nodali SLU

Vedi tabella 1.1

##### 4.1.1.2 Sollecitazioni SLU

Vedi tabella 2.1

##### 4.1.1.3 Pareti SLU

Vedi tabella 3.1

##### 4.1.1.4 Piastre SLU

Vedi tabella 4.1

### **4.1.2 Risultati Condizioni (Carichi Permanenti - G2).**

#### **4.1.2.1 Cinematismi nodali SLU**

Vedi tabella 5.I

#### **4.1.2.2 Sollecitazioni SLU**

Vedi tabella 6.I

#### **4.1.2.3 Pareti SLU**

Vedi tabella 7.I

#### **4.1.2.4 Piastre SLU**

Vedi tabella 8.I

### **4.1.3 Risultati Condizioni (Carichi d'Esercizio).**

#### **4.1.3.1 Cinematismi nodali SLU**

Vedi tabella 9.I

#### **4.1.3.2 Sollecitazioni SLU**

Vedi tabella 10.I

#### **4.1.3.3 Pareti SLU**

Vedi tabella 11.I

#### **4.1.3.4 Piastre SLU**

Vedi tabella 12.I

### **4.1.4 Risultati Condizioni (Delta Termico).**

#### **4.1.4.1 Cinematismi nodali SLU**

Vedi tabella 13.I

#### **4.1.4.2 Sollecitazioni SLU**

Vedi tabella 14.I

#### **4.1.4.3 Pareti SLU**

Vedi tabella 15.I

#### **4.1.4.4 Piastre SLU**

Vedi tabella 16.I

### **4.1.5 Risultati Condizioni (Torsione Accidentale X).**

#### **4.1.5.1 Cinematismi nodali SLV**

Vedi tabella 17.I

#### **4.1.5.2 Sollecitazioni SLV**

Vedi tabella 18.I

#### **4.1.5.3 Pareti SLV**

Vedi tabella 19.I

#### **4.1.5.4 Piastre SLV**

Vedi tabella 20.I

### **4.1.6 Risultati Condizioni (Torsione Accidentale Y).**

#### **4.1.6.1 Cinematismi nodali SLV**

Vedi tabella 21.I

#### **4.1.6.2 Sollecitazioni SLV**

Vedi tabella 22.I

### **4.1.6.3 Pareti SLV**

Vedi tabella 23.I

### **4.1.6.4 Piastre SLV**

Vedi tabella 24.I

### **4.1.7 Risultati Condizioni (Sisma X).**

Vedi tabella 25.I

#### **4.1.7.1 Cinematismi nodali SLV**

Vedi tabella 26.I

#### **4.1.7.2 Sollecitazioni SLV**

Vedi tabella 27.I

#### **4.1.7.3 Pareti SLV**

Vedi tabella 28.I

#### **4.1.7.4 Piastre SLV**

Vedi tabella 29.I

### **4.1.8 Risultati Condizioni (Sisma Y).**

Vedi tabella 30.I

#### **4.1.8.1 Cinematismi nodali SLV**

Vedi tabella 31.I

#### **4.1.8.2 Sollecitazioni SLV**

Vedi tabella 32.I

#### **4.1.8.3 Pareti SLV**

Vedi tabella 33.I

#### **4.1.8.4 Piastre SLV**

Vedi tabella 34.I

### **4.2 Involuppi.**

Gli effetti relativi alle varie combinazioni sono considerati utilizzando la tecnica dell'involuppo, in modo da considerare i massimi effetti relativi allo stato limite in esame. Tale tecnica è stata utilizzata per:

- Cinematismi nodali;
- Sforzo Normale;
- Momento Torcente;
- Momento Flettente X-Z;
- Taglio X-Z;
- Momento Flettente X-Y;
- Taglio X-Y;

#### **4.2.1 Involuppi dei Cinematismi nodali.**

##### **4.2.1.1 Involuppi SLU.**

Vedi tabella 35.I

##### **4.2.1.2 Involuppi SLD.**

Vedi tabella 35.I

##### **4.2.1.3 Involuppi SLE**

Vedi tabella 36.I

Vedi tabella 36.II

Vedi tabella 36.III

### **4.2.2 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Sforzo Normale.**

Vedi tabella 37.I

### **4.2.3 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Momento Torcente.**

Vedi tabella 38.I

### **4.2.4 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Momento Flettente X-Z.**

Vedi tabella 39.I

### **4.2.5 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Taglio X-Z.**

Vedi tabella 40.I

### **4.2.6 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Momento Flettente X-Y.**

Vedi tabella 41.I

### **4.2.7 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Taglio X-Y.**

Vedi tabella 42.I

### **4.2.8 Involuppi Pareti**

#### **4.2.8.1 Involuppi SLU.**

Vedi tabella 43.I

Vedi tabella 43.II

#### **4.2.8.2 Involuppi SLD.**

Vedi tabella 44.I

Vedi tabella 44.II

#### **4.2.8.3 Involuppi SLE**

Vedi tabella 45.I

Vedi tabella 45.II

Vedi tabella 45.III

Vedi tabella 45.IV

Vedi tabella 45.V

Vedi tabella 45.VI

### **4.2.9 Involuppi Piastre**

#### **4.2.9.1 Involuppi SLV.**

Vedi tabella 46.I

Vedi tabella 46.II

#### **4.2.9.2 Involuppi SLD.**

Vedi tabella 47.I

Vedi tabella 47.II

#### **4.2.9.3 Involuppi SLE**

Vedi tabella 48.I

Vedi tabella 48.II

Vedi tabella 48.III

Vedi tabella 48.IV

Vedi tabella 48.V

Vedi tabella 48.VI

### **4.3 Tensioni sul Terreno.**

Vedi tabella 48.II

### **4.4 Verifiche Nodi.**

#### **4.4.1 Verifiche SLV - Verifica Nodo.**

Vedi tabella 49.I

#### 4.5 Verifica Aste.

##### 4.5.1 Aste in Acciaio.

###### 4.5.1.1 Verifiche Generiche.

Vedi Dati 50.1 del Tabulato.

###### 4.5.1.2 Gerarchia delle Resistenze

Nodo Trave-Colonna Filo 1 Piano 1

	Asta	Sezione	Acciaio	Angolazione su Piano Orizzontale [deg]	Classe	$M_{Pl,RdX}$ [daNm]	$M_{Pl,RdY}$ [daNm]	$M_{El,RdX}$ [daNm]	$M_{El,RdY}$ [daNm]
<b>Colonna 1</b>	Pilastro 1	E100x16	Acciaio1	0.00	1	4259.09	2195.66	-	-
<b>Trave 1</b>	Trave 2-1	R90x50x40	Acciaio1	360.00	1	662.55	-	-	-
<b>Trave 2</b>	Trave 1-3	R90x50x40	Acciaio1	90.00	1	662.55	-	-	-

$$\Sigma M_{col,pl,RdX} = 4259.09 \text{ daNm}$$

$$\Sigma M_{col,pl,RdY} = 2195.66 \text{ daNm}$$

$$\Sigma M_{tra,pl,RdX} = 662.55 \text{ daNm}$$

$$\Sigma M_{tra,pl,RdY} = 662.55 \text{ daNm}$$

$$\gamma_{RD} = 1.30 \text{ (CD' B'')}$$

$$\gamma_{CALC} = 3.02 \text{ (fs = 2.33)} - \text{ Verifica OK}$$

Nodo Trave-Colonna Filo 2 Piano 1

	Asta	Sezione	Acciaio	Angolazione su Piano Orizzontale [deg]	Classe	$M_{Pl,RdX}$ [daNm]	$M_{Pl,RdY}$ [daNm]	$M_{El,RdX}$ [daNm]	$M_{El,RdY}$ [daNm]
<b>Colonna 1</b>	Pilastro 2	E100x16	Acciaio1	-90.00	1	4259.09	2195.66	-	-
<b>Trave 1</b>	Trave 2-1	R90x50x40	Acciaio1	180.00	1	662.55	-	-	-
<b>Trave 2</b>	Trave 4-2	R90x50x40	Acciaio1	90.00	1	662.55	-	-	-

$$\Sigma M_{col,pl,RdX} = 4259.09 \text{ daNm}$$

$$\Sigma M_{col,pl,RdY} = 2195.66 \text{ daNm}$$

$$\Sigma M_{tra,pl,RdX} = 662.55 \text{ daNm}$$

$$\Sigma M_{tra,pl,RdY} = 662.55 \text{ daNm}$$

$$\gamma_{RD} = 1.30 \text{ (CD' B'')}$$

$$\gamma_{CALC} = 3.02 \text{ (fs = 2.33)} - \text{ Verifica OK}$$

Nodo Trave-Colonna Filo 3 Piano 1

	Asta	Sezione	Acciaio	Angolazione su Piano Orizzontale [deg]	Classe	$M_{Pl,RdX}$ [daNm]	$M_{Pl,RdY}$ [daNm]	$M_{El,RdX}$ [daNm]	$M_{El,RdY}$ [daNm]
<b>Colonna 1</b>	Pilastro 3	E100x16	Acciaio1	-270.00	1	4259.09	2195.66	-	-
<b>Trave 1</b>	Trave 1-3	R90x50x40	Acciaio1	270.00	1	662.55	-	-	-
<b>Trave 2</b>	Trave 3-4	R90x50x40	Acciaio1	360.00	1	662.55	-	-	-

$$\Sigma M_{col,pl,RdX} = 4259.09 \text{ daNm}$$

$$\Sigma M_{col,pl,RdY} = 2195.66 \text{ daNm}$$

$$\Sigma M_{tra,pl,RdX} = 662.55 \text{ daNm}$$



$$\begin{aligned}\Sigma M_{tra,pl,RdY} &= 662.55 \text{ daNm} \\ \gamma_{RD} &= 1.30 \text{ (CD' B'')} \\ \gamma_{CALC} &= 3.02 \text{ (fs = 2.33)} - \text{ Verifica OK}\end{aligned}$$

**Nodo Trave-Colonna Filo 4 Piano 1**

	Asta	Sezione	Acciaio	Angolazione su Piano Orizzontale [deg]	Classe	M <sub>Pl,RdX</sub> [daNm]	M <sub>Pl,RdY</sub> [daNm]	M <sub>El,RdX</sub> [daNm]	M <sub>El,RdY</sub> [daNm]
<b>Colonna 1</b>	Pilastro 4	E100x16	Acciaio1	-180.00	1	4259.09	2195.66	-	-
<b>Trave 1</b>	Trave 4-2	R90x50x40	Acciaio1	270.00	1	662.55	-	-	-
<b>Trave 2</b>	Trave 3-4	R90x50x40	Acciaio1	180.00	1	662.55	-	-	-

$$\begin{aligned}\Sigma M_{col,pl,RdX} &= 4259.09 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{col,pl,RdY} &= 2195.66 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{tra,pl,RdX} &= 662.55 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{tra,pl,RdY} &= 662.55 \text{ daNm} \\ \gamma_{RD} &= 1.30 \text{ (CD' B'')} \\ \gamma_{CALC} &= 3.02 \text{ (fs = 2.33)} - \text{ Verifica OK}\end{aligned}$$

**Nodo Trave-Colonna Filo 1 Piano 2**

	Asta	Sezione	Acciaio	Angolazione su Piano Orizzontale [deg]	Classe	M <sub>Pl,RdX</sub> [daNm]	M <sub>Pl,RdY</sub> [daNm]	M <sub>El,RdX</sub> [daNm]	M <sub>El,RdY</sub> [daNm]
<b>Colonna 1</b>	Pilastro 1	E100x16	Acciaio1	0.00	1	4259.09	2195.66	-	-
<b>Trave 1</b>	Trave 2-1	R90x50x40	Acciaio1	360.00	1	662.55	-	-	-
<b>Trave 2</b>	Trave 1-3	R90x50x40	Acciaio1	90.00	1	662.55	-	-	-

$$\begin{aligned}\Sigma M_{col,pl,RdX} &= 4259.09 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{col,pl,RdY} &= 2195.66 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{tra,pl,RdX} &= 662.55 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{tra,pl,RdY} &= 662.55 \text{ daNm} \\ \gamma_{RD} &= 1.30 \text{ (CD' B'')} \\ \gamma_{CALC} &= 3.04 \text{ (fs = 2.34)} - \text{ Verifica OK}\end{aligned}$$

**Nodo Trave-Colonna Filo 2 Piano 2**

	Asta	Sezione	Acciaio	Angolazione su Piano Orizzontale [deg]	Classe	M <sub>Pl,RdX</sub> [daNm]	M <sub>Pl,RdY</sub> [daNm]	M <sub>El,RdX</sub> [daNm]	M <sub>El,RdY</sub> [daNm]
<b>Colonna 1</b>	Pilastro 2	E100x16	Acciaio1	-90.00	1	4259.09	2195.66	-	-
<b>Trave 1</b>	Trave 2-1	R90x50x40	Acciaio1	180.00	1	662.55	-	-	-
<b>Trave 2</b>	Trave 4-2	R90x50x40	Acciaio1	90.00	1	662.55	-	-	-

$$\begin{aligned}\Sigma M_{col,pl,RdX} &= 4259.09 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{col,pl,RdY} &= 2195.66 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{tra,pl,RdX} &= 662.55 \text{ daNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_{tra,pl,RdY} &= 662.55 \text{ daNm} \\ \gamma_{RD} &= 1.30 \text{ (CD' B'')} \\ \gamma_{CALC} &= 3.04 \text{ (fs = 2.34)} - \text{ Verifica OK}\end{aligned}$$

**Nodo Trave-Colonna Filo 3 Piano 2**

	Asta	Sezione	Acciaio	Angolazione su Piano Orizzontale [deg]	Classe	M <sub>Pl,RdX</sub> [daNm]	M <sub>Pl,RdY</sub> [daNm]	M <sub>EL,RdX</sub> [daNm]	M <sub>EL,RdY</sub> [daNm]
<b>Colonna 1</b>	Pilastro 3	E100x16	Acciaio1	-270.00	1	4259.09	2195.66	-	-
<b>Trave 1</b>	Trave 1-3	R90x50x40	Acciaio1	270.00	1	662.55	-	-	-
<b>Trave 2</b>	Trave 3-4	R90x50x40	Acciaio1	360.00	1	662.55	-	-	-

$$\begin{aligned}\Sigma M_{col,pl,RdX} &= 4259.09 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{col,pl,RdY} &= 2195.66 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{tra,pl,RdX} &= 662.55 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{tra,pl,RdY} &= 662.55 \text{ daNm} \\ \gamma_{RD} &= 1.30 \text{ (CD' B'')} \\ \gamma_{CALC} &= 3.04 \text{ (fs = 2.34)} - \text{ Verifica OK}\end{aligned}$$

**Nodo Trave-Colonna Filo 4 Piano 2**

	Asta	Sezione	Acciaio	Angolazione su Piano Orizzontale [deg]	Classe	M <sub>Pl,RdX</sub> [daNm]	M <sub>Pl,RdY</sub> [daNm]	M <sub>EL,RdX</sub> [daNm]	M <sub>EL,RdY</sub> [daNm]
<b>Colonna 1</b>	Pilastro 4	E100x16	Acciaio1	-180.00	1	4259.09	2195.66	-	-
<b>Trave 1</b>	Trave 4-2	R90x50x40	Acciaio1	270.00	1	662.55	-	-	-
<b>Trave 2</b>	Trave 3-4	R90x50x40	Acciaio1	180.00	1	662.55	-	-	-

$$\begin{aligned}\Sigma M_{col,pl,RdX} &= 4259.09 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{col,pl,RdY} &= 2195.66 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{tra,pl,RdX} &= 662.55 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{tra,pl,RdY} &= 662.55 \text{ daNm} \\ \gamma_{RD} &= 1.30 \text{ (CD' B'')} \\ \gamma_{CALC} &= 3.04 \text{ (fs = 2.34)} - \text{ Verifica OK}\end{aligned}$$

**Nodo Trave-Colonna Filo 1 Piano 3**

	Asta	Sezione	Acciaio	Angolazione su Piano Orizzontale [deg]	Classe	M <sub>Pl,RdX</sub> [daNm]	M <sub>Pl,RdY</sub> [daNm]	M <sub>EL,RdX</sub> [daNm]	M <sub>EL,RdY</sub> [daNm]
<b>Colonna 1</b>	Pilastro 1	E100x16	Acciaio1	0.00	1	4259.09	2195.66	-	-
<b>Trave 1</b>	Trave 2-1	R90x50x40	Acciaio1	360.00	1	662.55	-	-	-
<b>Trave 2</b>	Trave 1-3	R90x50x40	Acciaio1	90.00	1	662.55	-	-	-

$$\begin{aligned}\Sigma M_{col,pl,RdX} &= 4259.09 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{col,pl,RdY} &= 2195.66 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{tra,pl,RdX} &= 662.55 \text{ daNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_{tra,pl,RdY} &= 662.55 \text{ daNm} \\ \gamma_{RD} &= 1.30 \text{ (CD' B'')} \\ \gamma_{CALC} &= 3.06 \text{ (fs = 2.35)} - \text{ Verifica OK}\end{aligned}$$

**Nodo Trave-Colonna Filo 2 Piano 3**

	Asta	Sezione	Acciaio	Angolazione su Piano Orizzontale [deg]	Classe	$M_{Pl,RdX}$ [daNm]	$M_{Pl,RdY}$ [daNm]	$M_{El,RdX}$ [daNm]	$M_{El,RdY}$ [daNm]
<b>Colonna 1</b>	Pilastro 2	E100x16	Acciaio1	-90.00	1	4259.09	2195.66	-	-
<b>Trave 1</b>	Trave 2-1	R90x50x40	Acciaio1	180.00	1	662.55	-	-	-
<b>Trave 2</b>	Trave 4-2	R90x50x40	Acciaio1	90.00	1	662.55	-	-	-

$$\begin{aligned}\Sigma M_{col,pl,RdX} &= 4259.09 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{col,pl,RdY} &= 2195.66 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{tra,pl,RdX} &= 662.55 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{tra,pl,RdY} &= 662.55 \text{ daNm} \\ \gamma_{RD} &= 1.30 \text{ (CD' B'')} \\ \gamma_{CALC} &= 3.06 \text{ (fs = 2.35)} - \text{ Verifica OK}\end{aligned}$$

**Nodo Trave-Colonna Filo 3 Piano 3**

	Asta	Sezione	Acciaio	Angolazione su Piano Orizzontale [deg]	Classe	$M_{Pl,RdX}$ [daNm]	$M_{Pl,RdY}$ [daNm]	$M_{El,RdX}$ [daNm]	$M_{El,RdY}$ [daNm]
<b>Colonna 1</b>	Pilastro 3	E100x16	Acciaio1	-270.00	1	4259.09	2195.66	-	-
<b>Trave 1</b>	Trave 1-3	R90x50x40	Acciaio1	270.00	1	662.55	-	-	-
<b>Trave 2</b>	Trave 3-4	R90x50x40	Acciaio1	360.00	1	662.55	-	-	-

$$\begin{aligned}\Sigma M_{col,pl,RdX} &= 4259.09 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{col,pl,RdY} &= 2195.66 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{tra,pl,RdX} &= 662.55 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{tra,pl,RdY} &= 662.55 \text{ daNm} \\ \gamma_{RD} &= 1.30 \text{ (CD' B'')} \\ \gamma_{CALC} &= 3.06 \text{ (fs = 2.35)} - \text{ Verifica OK}\end{aligned}$$

**Nodo Trave-Colonna Filo 4 Piano 3**

	Asta	Sezione	Acciaio	Angolazione su Piano Orizzontale [deg]	Classe	$M_{Pl,RdX}$ [daNm]	$M_{Pl,RdY}$ [daNm]	$M_{El,RdX}$ [daNm]	$M_{El,RdY}$ [daNm]
<b>Colonna 1</b>	Pilastro 4	E100x16	Acciaio1	-180.00	1	4259.09	2195.66	-	-
<b>Trave 1</b>	Trave 4-2	R90x50x40	Acciaio1	270.00	1	662.55	-	-	-
<b>Trave 2</b>	Trave 3-4	R90x50x40	Acciaio1	180.00	1	662.55	-	-	-

$$\begin{aligned}\Sigma M_{col,pl,RdX} &= 4259.09 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{col,pl,RdY} &= 2195.66 \text{ daNm} \\ \Sigma M_{tra,pl,RdX} &= 662.55 \text{ daNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_{tra,pl,RdY} &= 662.55 \text{ daNm} \\ \gamma_{RD} &= 1.30 \text{ (CD' B'')} \\ \gamma_{CALC} &= 3.06 \text{ (fs = 2.35)} \quad - \text{ Verifica OK}\end{aligned}$$

### 4.6 Verifica Stati Limite di Danno.

#### 4.6.1 Involuppi dei Cinematismi nodali.

I dati seguenti riportano i valori dei Cinematismi nodali che definiscono la struttura ed in modo particolare:

Vedi tabella 51.I

Per edifici con il seguente tipo di elementi: tamponamenti collegati rigidamente (Tamponature fragili), il controllo viene fatto tramite la seguente relazione:  
 $d_r < 0.0050 h$

dove:

$d_r$ : spostamento relativo tra due impalcati consecutivi;

$h$ : altezza dell'impalcato;

Vedi tabella 51.II

### 4.7 Verifica Elementi Bidimensionali.

#### 4.7.1 Verifica Pareti.

##### 4.7.1.1 Verifica Pareti Non Dissipative.

##### - Particolari prescrizioni per pareti non dissipative

Le pareti non dissipative sono state progettate utilizzando le sollecitazioni relative allo spettro elastico ( $q = 1$ ).

Qui di seguito vengono tabellati i risultati delle verifiche delle pareti della struttura:

##### Verifica di Resistenza a Flessione Composta SLV.

Il coefficiente di sicurezza minimo della verifica effettuata presenta valore di 2.29

Vedi tabella 52.I

##### Verifica di Resistenza a Taglio SLV

Il coefficiente di sicurezza minimo della verifica effettuata presenta valore  $> 10$

Vedi tabella 52.II

#### 4.7.2 Verifica Piastre.

##### 4.7.2.1 Verifica Piastre in C.A..

##### 4.7.2.1.1 Dati Generali

Vedi tabella 53.I

##### Disposizione Armature

Vedi tabella 53.II

##### 4.7.2.1.2 Verifiche SLV - Flessione.

Il coefficiente di sicurezza minimo della verifica effettuata presenta valore di 3.57

Vedi tabella 54.I

##### 4.7.2.1.3 Verifiche SLV - Taglio

Il coefficiente di sicurezza minimo della verifica effettuata presenta valore di 6.50

Vedi tabella 55.I

##### 4.7.2.1.4 Verifiche SLV - Taglio-Punzonamento

Vedi tabella 56.I

##### 4.7.2.1.5 Verifiche SLE - Fessurazione

Il coefficiente di sicurezza minimo della verifica effettuata presenta valore  $> 10$

Il coefficiente di sicurezza minimo della verifica effettuata presenta valore  $> 10$

Vedi tabella 57.I

### **4.7.2.1.6 Verifiche SLE - Tensioni di Esercizio**

Il coefficiente di sicurezza minimo della verifica effettuata presenta valore  $>10$

Il coefficiente di sicurezza minimo della verifica effettuata presenta valore  $>10$

Vedi tabella 58.I