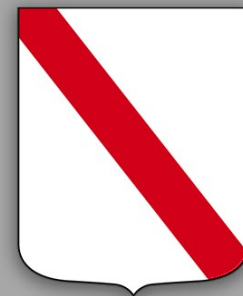




REGIONE CAMPANIA
Comune di Santa Maria a Vico
PROGETTO ESECUTIVO



D.Lgs. 50/2016

**ADEGUAMENTO DELLIMPIANTO SPORTIVO
COMUNALE TORRE**

PROTOCOLLO:

TITOLO ELABORATO:
RELAZIONE DI CALCOLO

IL PROGETTISTA:

IL RUP:

ELABORATO:
R.2.2

DATA:
OTTOBRE 2020



REV. DATA DI
APPROV. SCOPO
EMISS.

00

PRIMA EMISSIONE

DESCRIZIONE DELLA REVISIONE

SOSTITUISCE

COMMESSA

RED. CONTROLLO APPROV.

AUTORIZZAZIONE EMISSIONE

ENTE EMITTENTE

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	: SANTA MARIA A VICO
PROVINCIA	: CASERTA
Oggetto	: Realizzazione di una fondazione per ascensore a servizio della tribuna del campo sportivo.
Committente	: Comune di Santa Maria a Vico
Indirizzo	:
Città	: SANTA MARIA A VICO
PROVINCIA	: CASERTA
Telefono	:
Progettista	: Ingegnere Sergio LANDI
Indirizzo	: via T. Tasso
Città	: SALERNO
PROVINCIA	: SALERNO
Telefono	:
Progettista Strutturale	: Ingegnere Sergio LANDI
Indirizzo	: via T. Tasso
Città	: SALERNO
PROVINCIA	: SALERNO
Telefono	:
Direttore dei Lavori	:
Indirizzo	:
Città	:
PROVINCIA	:
Telefono	:
Nome File	: Ascensore

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:

FaTA e-version - Vers 35.0.21

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 CSLPP 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 ²
- peso specifico	: daN/m ³
- tensioni e resistenze	: daN/m ²
- temperatura	: °C

I simboli adottati hanno il seguente significato:

q	: fattore di comportamento ;
R _{ck}	: Resistenza caratteristica cubica a compressione del calcestruzzo;
f _{ck}	: Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo;
E _c	: Modulo elastico secante del calcestruzzo;
E _{ct}	: Modulo elastico a trazione del calcestruzzo
f _{cd}	: Resistenza di calcolo del calcestruzzo;
f _{ctk,0.05}	: Resistenza caratteristica a trazione;
ν	: Coefficiente di Poisson;
α _t	: Coefficiente di dilatazione termica;
ps	: 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;
Γ_x	: Fattore di partecipazione del modo i-esimo in direzione x;
Γ_y	: Fattore di partecipazione del modo i-esimo in direzione y;
Γ_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;
σ_c	: Tensioni del calcestruzzo;
σ_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:

FaTA e-version - Vers 35.0.21

- *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 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 "consistente" e considera l'effettiva distribuzione delle masse della struttura. Come definito dalla normativa, alle masse relative ai carichi permanenti, viene aggiunta un'aliquota delle masse equivalenti ai carichi d'esercizio.

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	9.5	9.5
2	9.5	9.5

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

	Rigidezze			Centro Massa		Centro Rigidezza	
Imp. Reale	Rig X [KN/cm]	Rig Y [KN/cm]	Rig. Tors. [KNcm]	X [cm]	Y [cm]	xR [cm]	yR [cm]
1	7	31	383934	95.0	95.0	95.0	95.0
2	8	38	414348	95.0	95.0	95.0	95.0

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:

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

dove: $[K]$ = matrice di rigidezza globale
 $[M]$ = matrice delle masse globale
 $\{a\}$ = autovettori (forme modali)
 ω^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:

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

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

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:

$$\underline{u} = \phi_i \Gamma_i S_d(T_i) / \omega_i^2$$

dove: $S_d(T_i)$ = ordinata spettro di risposta orizzontale o verticale.
 ω^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: ρ_{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;
 ξ = coefficiente di smorzamento viscoso;
 β_{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

Modo	Direzione X			Direzione Y		
	f [Hz]	T [s]	Δx %	f [Hz]	T [s]	Δy %
1	2.715	0.368	82.7	6.757	0.148	88.5
2	14.819	0.067	17.0	-	-	-
Totale Δx ($\geq 85\%$)			99.7	Totale Δy ($\geq 85\%$)		

SLD-SLO

Modo	Direzione X			Direzione Y		
	f [Hz]	T [s]	Δx %	f [Hz]	T [s]	Δy %
1	2.715	0.368	82.7	6.757	0.148	88.5
2	14.819	0.067	17.0	-	-	-
Totale Δx ($\geq 85\%$)			99.7	Totale Δy ($\geq 85\%$)		

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
Δt	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
Utente 1	Ignora	Permanente

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

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*	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	0	0	0	0	0	0
2*	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	$\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
3*	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	$-\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
4*	γG_{ns}	γG_{2ns}	$\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	γQ_{ns}	0	0	0	0	0
5*	γG_{ns}	γG_{2ns}	$\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	$-\gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
6	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0	1	0.30	0
7	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0	1	0.30	0
8	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0	1	-0.30	0
9	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0	-1	0.30	0
11	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	1	0.30	1	0
15	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	-1	0.30	1	0
16	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	1	-0.30	1	0
17	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	1	0.30	-1	0
19	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	-1	-0.30	-1	0

*Combinazione fondamentale (par. 2.5.3, formula 2.5.1)

Comb.	Condizione
	Utente 1
1*	1.50
2*	1.50
3*	1.50
4*	1.50
5*	1.50
6	1.00
7	1.00
8	1.00
9	1.00
10	1.00
11	1.00
12	1.00
13	1.00
14	1.00
15	1.00
16	1.00
17	1.00
18	1.00
19	1.00
20	1.00
21	1.00

*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*	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	0	0	0	0	0	0
2*	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	$\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
3*	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	$-\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
4*	γG_{ns}	γG_{2ns}	$\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	γQ_{ns}	0	0	0	0	0
5*	γG_{ns}	γG_{2ns}	$\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	$-\gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
6	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0	1	0.30	0
7	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0	1	0.30	0
8	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0	1	-0.30	0
9	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0	1	-0.30	0

10	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0	-1	0.30	0
11	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	1	0.30	1	0
15	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	-1	0.30	1	0
16	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	1	-0.30	1	0
17	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	1	0.30	-1	0
19	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	-1	-0.30	-1	0

*Combinazione fondamentale (par. 2.5.3, formula 2.5.1)

Comb.	Condizione
	Utente 1
1*	1.50
2*	1.50
3*	1.50
4*	1.50
5*	1.50
6	1.00
7	1.00
8	1.00
9	1.00
10	1.00
11	1.00
12	1.00
13	1.00
14	1.00
15	1.00
16	1.00
17	1.00
18	1.00
19	1.00
20	1.00
21	1.00

*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	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	0	0	0	0	0	0
2	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	$\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
3	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	$-\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
4	γG_{ns}	γG_{2ns}	$\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	γQ_{ns}	0	0	0	0	0
5	γG_{ns}	γG_{2ns}	$\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	$-\gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
6	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0	1	0.30	0
7	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0	1	0.30	0
8	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0	1	-0.30	0
9	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0	-1	0.30	0
11	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	1	0.30	1	0
15	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	-1	0.30	1	0
16	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	1	-0.30	1	0
17	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	1	0.30	-1	0

19	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	-1	-0.30	-1	0

Comb.	Condizione
	Utente 1
1	1.00
2	1.00
3	1.00
4	1.00
5	1.00
6	1.00
7	1.00
8	1.00
9	1.00
10	1.00
11	1.00
12	1.00
13	1.00
14	1.00
15	1.00
16	1.00
17	1.00
18	1.00
19	1.00
20	1.00
21	1.00

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	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	0	0	0	0	0	0
2	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	$\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
3	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	$-\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
4	γG_{ns}	γG_{2ns}	$\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	γQ_{ns}	0	0	0	0	0
5	γG_{ns}	γG_{2ns}	$\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	$-\gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
6	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0	1	0.30	0
7	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0	1	0.30	0
8	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0	1	-0.30	0
9	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0	-1	0.30	0
11	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	1	0.30	1	0
15	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	-1	0.30	1	0
16	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	1	-0.30	1	0
17	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	1	0.30	-1	0
19	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	-1	-0.30	-1	0

Comb.	Condizione
	Utente 1
1	1.00
2	1.00
3	1.00
4	1.00
5	1.00
6	1.00
7	1.00
8	1.00
9	1.00
10	1.00
11	1.00
12	1.00

13	1.00
14	1.00
15	1.00
16	1.00
17	1.00
18	1.00
19	1.00
20	1.00
21	1.00

Combinazioni per le verifiche allo Stato Limite di Operatività

Le azioni di calcolo presenti sulla struttura e le relative combinazioni di carico nei riguardi degli stati limite di operatività 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	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	0	0	0	0	0	0
2	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	$\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
3	γG_{ns}	γG_{2ns}	γQ_{ns}	$-\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
4	γG_{ns}	γG_{2ns}	$\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	γQ_{ns}	0	0	0	0	0
5	γG_{ns}	γG_{2ns}	$\Psi 0 \gamma Q_{ns}$	$-\gamma Q_{ns}$	0	0	0	0	0
6	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0	1	0.30	0
7	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0	1	0.30	0
8	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0	1	-0.30	0
9	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0	1	-0.30	0
10	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0	-1	0.30	0
11	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0	-1	0.30	0
12	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	1	0	-1	-0.30	0
13	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	-1	0	-1	-0.30	0
14	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	1	0.30	1	0
15	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	-1	0.30	1	0
16	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	1	-0.30	1	0
17	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	-1	-0.30	1	0
18	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	1	0.30	-1	0
19	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	-1	0.30	-1	0
20	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	1	-0.30	-1	0
21	γG_s	γG_{2s}	$\Psi 2 \gamma Q_s$	0	0	-1	-0.30	-1	0

Comb.	Condizione
	Utente 1
1	0.00
2	0.00
3	0.00
4	0.00
5	0.00
6	0.00
7	0.00
8	0.00
9	0.00
10	0.00
11	0.00
12	0.00
13	0.00
14	0.00
15	0.00
16	0.00
17	0.00
18	0.00
19	0.00
20	0.00
21	0.00

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

Comb.	Condizione
	Utente 1
1	0.00
2	0.00
3	0.00
4	0.00
5	0.00
6	0.00
7	0.00
8	0.00
9	0.00
10	0.00
11	0.00
12	0.00
13	0.00
14	0.00
15	0.00
16	0.00
17	0.00
18	0.00
19	0.00
20	0.00
21	0.00

I coefficienti utilizzati assumono i seguenti valori:

ELEMENTO	SLV						SLD						SLO					
	γ_{G1ns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	γ_{G1s}	γ_{G2s}	γ_{Qs}	γ_{G1ns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	γ_{G1s}	γ_{G2s}	γ_{Qs}	γ_{G1ns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	γ_{G1s}	γ_{G2s}	γ_{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	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
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	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	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.	C. p. non	C. ese.(Qk)	Delta T(DT)

	perm.(Gk1)	str.(Gk2)		
1	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$
2	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	γ_{Qns}	$-\Psi 0 \gamma_{Qns}$
3	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	γ_{Qns}
4	γ_{Gns}	γ_{G2ns}	$\Psi 0 \gamma_{Qns}$	$-\gamma_{Qns}$

Comb.	Condizione
	Utente 1
1	1.00
2	1.00
3	1.00
4	1.00

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

Comb.	Condizione
	Utente 1
1	1.00
2	1.00
3	1.00
4	1.00

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

Comb.	Condizione
	Utente 1
1	1.00
2	1.00
3	1.00
4	1.00

Combinazioni Frequenti:

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

Comb.	Condizione
	Utente 1
1	1.00
2	1.00
3	1.00
4	1.00

Elementi di fondazione A1	
Comb.	Condizione

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

Comb.	Condizione
	Utente 1
1	1.00
2	1.00
3	1.00
4	1.00

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

Comb.	Condizione
	Utente 1
1	1.00
2	1.00
3	1.00
4	1.00

Combinazioni quasi permanenti :

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

Comb.	Condizione
	Utente 1
1	1.00
2	1.00

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

Comb.	Condizione
	Utente 1
1	1.00
2	1.00

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

Comb.	Condizione
	Utente 1
1	1.00
2	1.00

I coefficienti utilizzati assumono i seguenti valori:

SLE															
	Caratteristiche					Frequenti					Q. Permanenti				
ELEMENTO	γ_{Gns}	γ_{Qns}	γ_I	γ_{EG}	γ_{EQ}	γ_{Gns}	γ_{Qns}	γ_I	γ_{EG}	γ_{EQ}	γ_{Gns}	γ_{Qns}	γ_I	γ_{EG}	γ_{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.

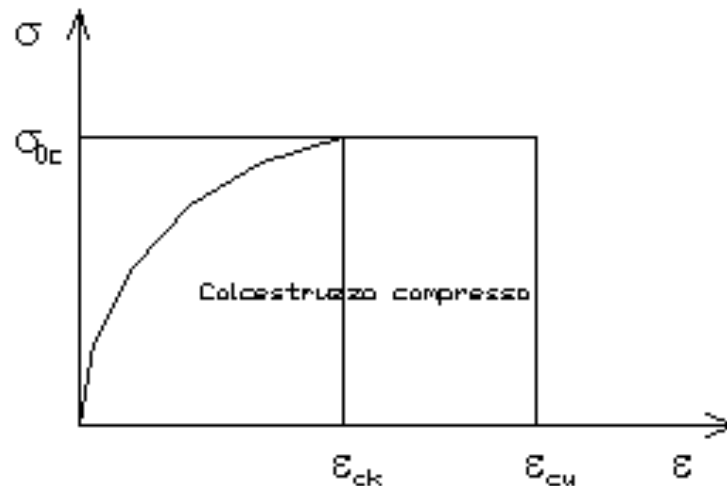
La verifica di resistenza è soddisfatta se la sollecitazione determinata dalla condizione considerata cade all'interno del dominio di sicurezza determinato, attraverso la conoscenza: - del comportamento meccanico della sezione in esame;
- delle caratteristiche dei materiali di cui è composta;

- 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:



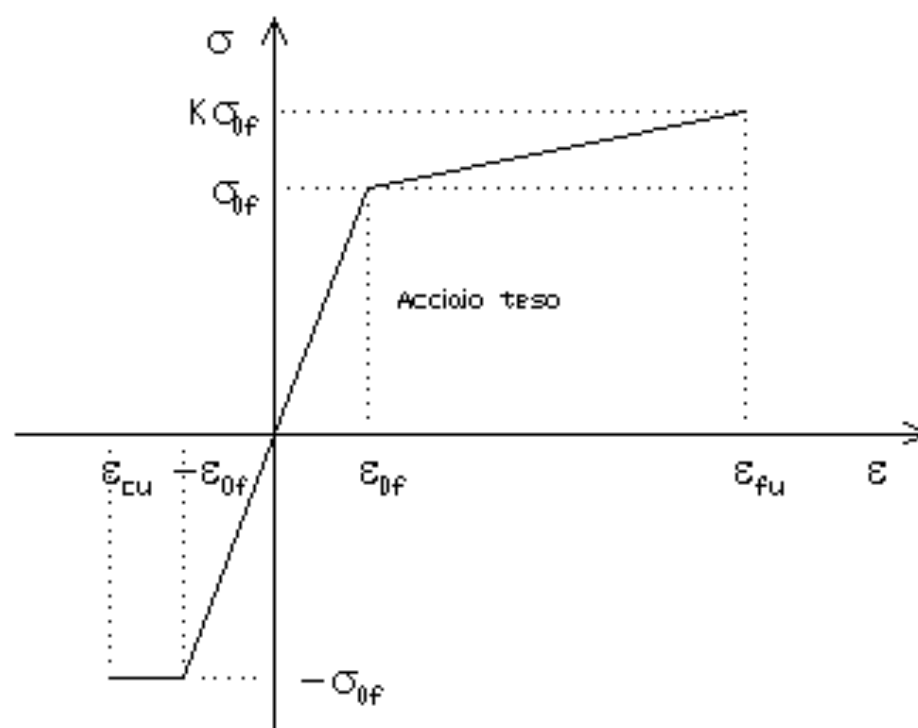
dove: $\varepsilon_{ck} = 0.002$;
 $\varepsilon_{cu} = 0.0035$;
 $\sigma_{0c} = 0.85 \cdot 0.83 \cdot R_{ck} / \gamma_c$;
 R_{ck} = resistenza caratteristica del calcestruzzo;
 $\gamma_{m,c}$ = coefficiente di materiale del calcestruzzo;

Le equazioni che descrivono il diagramma sono:

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

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

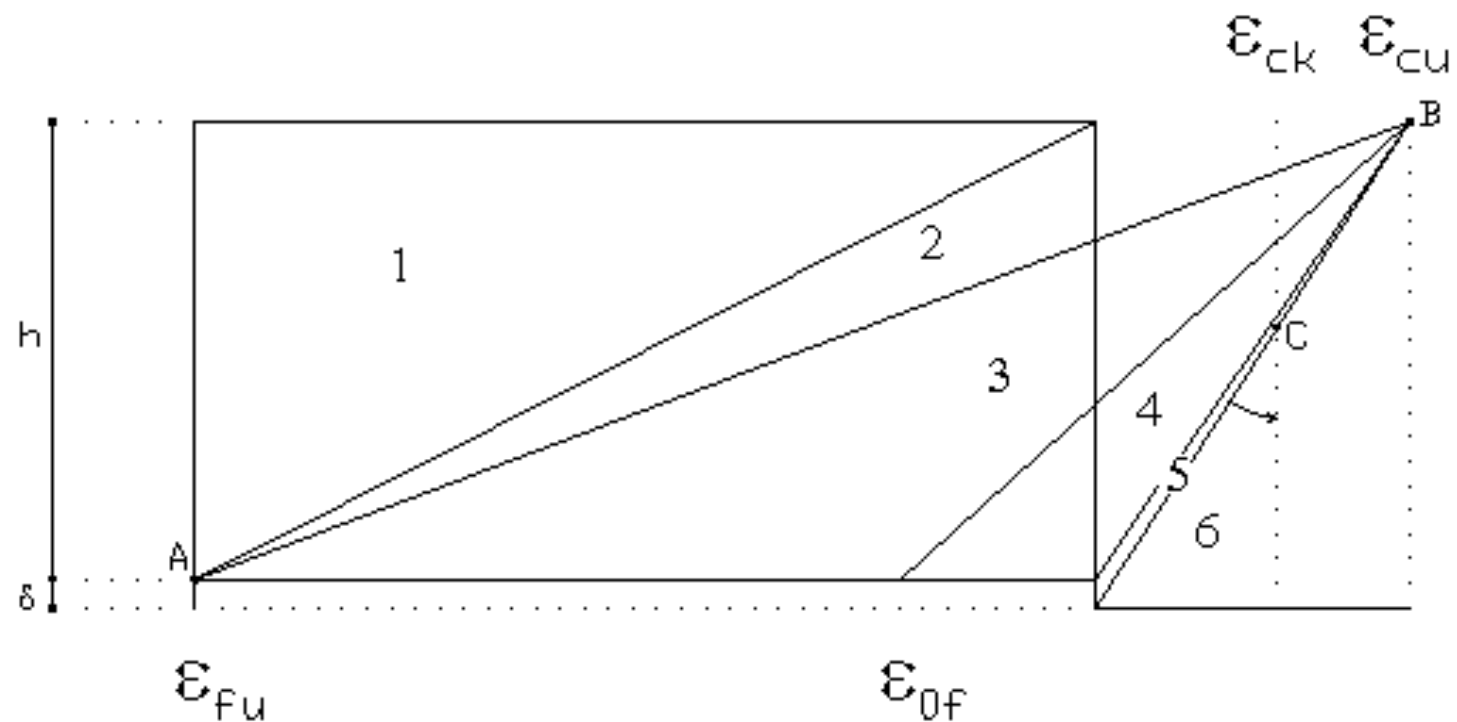
Il diagramma tensioni-deformazioni assunto per l'acciaio è indicato nella seguente figura:



dove: $\varepsilon_{0f} = \sigma_{0f} / E$;
 E = Modulo di elasticità dell'acciaio;
 σ_{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;
 γ_m = coefficiente di sicurezza dell'acciaio;

ε_{fu} = deformazione ultima dell'acciaio;
 ε_{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:



Campo 1 : è caratterizzato dall'allungamento massimo tollerabile per l'acciaio pari a ε_{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. È 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 ε_{fu} e dalla rotazione del diagramma attorno al punto (A). La deformazione specifica del calcestruzzo varia da 0 al valore massimo del calcestruzzo compresso (ε_{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 ε_{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 ε_{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 ε_{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 ε_{cu} e ε_{ck} . Le rette di deformazione specifica appartengono ad un fascio passante per (C) e la distanza dell'asse neutro varia fra 0 e $-\infty$. La distanza di (C) dal lembo superiore vale $3h/7$. La sezione risulta sollecitata a compressione semplice o composta.

- 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:

$$V_{Sd} \leq \min[V_{Rsd}, V_{Red}]$$

dove:

V_{Sd} : taglio sollecitante il calcolo;
 $V_{Rsd} = 0.9 d (A_{sw} / s) f_{yd} (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) \sin\alpha$;
 $V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta)$;
 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.

- 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:

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

dove:

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

$$C = 1.7 - r_m$$

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

La snellezza della colonna da confrontare con λ_{lim} è pari a:

$$\lambda = \lambda_0 / i$$

λ_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/mm²;
- A_{ct} : area del calcestruzzo in zona tesa subito prima della fessurazione;
- σ_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;
- β : coefficiente di correlazione tra l'ampiezza media delle fessure e il valore di calcolo;
- s_{rm} : distanza media finale tra le fessure;
- ϵ_{sm} : deformazione che tiene conto, nella combinazione di carico considerata, degli effetti "tension stiffening", del ritiro;

La quantità ϵ_{sm} si ottiene dalla seguente espressione:

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

dove:

- σ_s : tensione dell'acciaio teso calcolata a sezione fessurata;
- E_s : modulo elastico dell'acciaio;
- σ_{sr} : tensione dell'acciaio teso calcolata nella sezione per una condizione di carico che induce alla prima fessurazione;
- β_1 : coefficiente di aderenza delle barre. Assume valore 0.5 per barre lisce e 1 per barre ad aderenza migliorata;
- β_2 : coefficiente di durata dei carichi. Assume valore 0.5 per carichi di lunga durata o per molti cicli ripetuti e 1 per un singolo carico di breve durata.

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

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

dove:

- k_1 : coefficiente di aderenza delle barre. Assume valore 1.6 per barre lisce e 0.8 per barre ad aderenza migliorata;
- k_2 : coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle deformazioni. Assume valore 0.5 per flessione e 1 per trazione pura;
- ϕ : 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 ζ 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 x_i La freccia relativa alla sezione x_j è pari a:

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

dove:

φ_A : rotazione dell'estremo iniziale dell'elemento;
l : lunghezza dell'elemento;
Δ_x : lunghezza del concio;
θ_i : curvatura relativa al concio.

- 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

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

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

Dove, ancora:

A: area lorda della sezione;

A_{nett} : netta della sezione;

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

γ_{Mo}, γ_{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;

γ_{Mo}, γ_{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;

γ_{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.

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

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

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

dove:

W_{pl} : è il modulo di resistenza plastico;

W_{el} : è il modulo di resistenza elastico;

W_{eff} : è il modulo di resistenza della sezione efficace;

f_y : è la tensione di snervamento dell'acciaio;

γ_{Mo} : è un coefficiente riduttivo.

Flessione e Taglio

Quando la forza di taglio è maggiore della metà del valore del taglio resistente plastico il momento resistente plastico viene ridotto della quantità

$$(1 - \rho)$$

dove:

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

Dove vale la terminologia assunta per le verifiche a taglio.

Presso Flessione

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

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

dove:

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

$M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$: 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;

γ_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:

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

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

χ : 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:

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

α : 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 flessione 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 : $W_y = W_{eff,y}$

χ_{LT} : fattore di riduzione per l'instabilità flessione-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.

α_{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. β 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.

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 oggetti 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:

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

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

- 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.

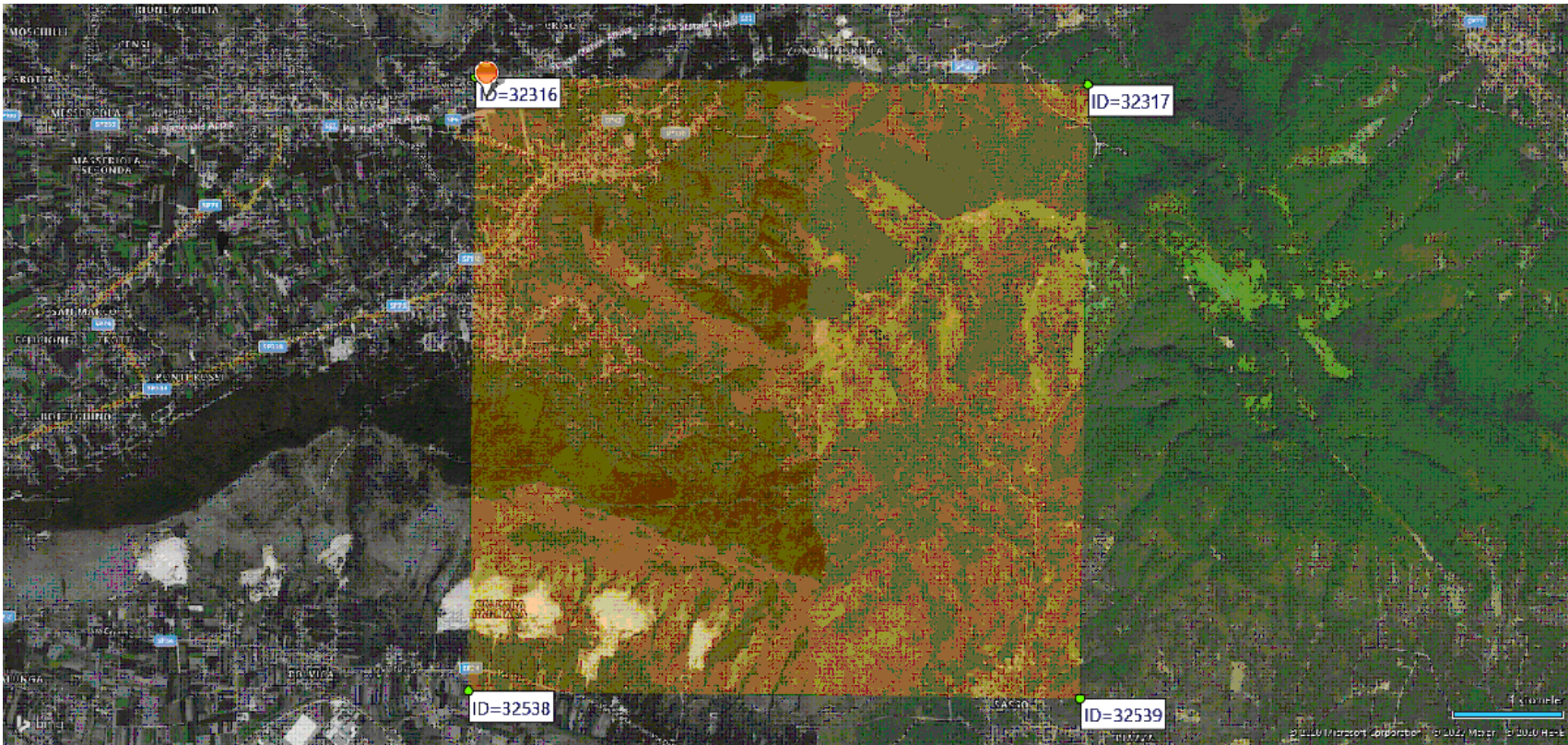
3 Dati

3.1 Dati Generali

Numero Impalcati : 2
Numero delle tipologie di sezioni trasversali usate : 3
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	4
Piano 1	0.00	365.00	365.00	365.00	4	4
Piano 2	365.00	645.00	280.00	280.00	4	4

Coordinate (Datum WGS84) del sito : Latitudine = 41.0278° - Longitudine = 14.4847°
Coordinate (Datum ED50) del sito : Latitudine = 41.0288° - Longitudine = 14.4856°

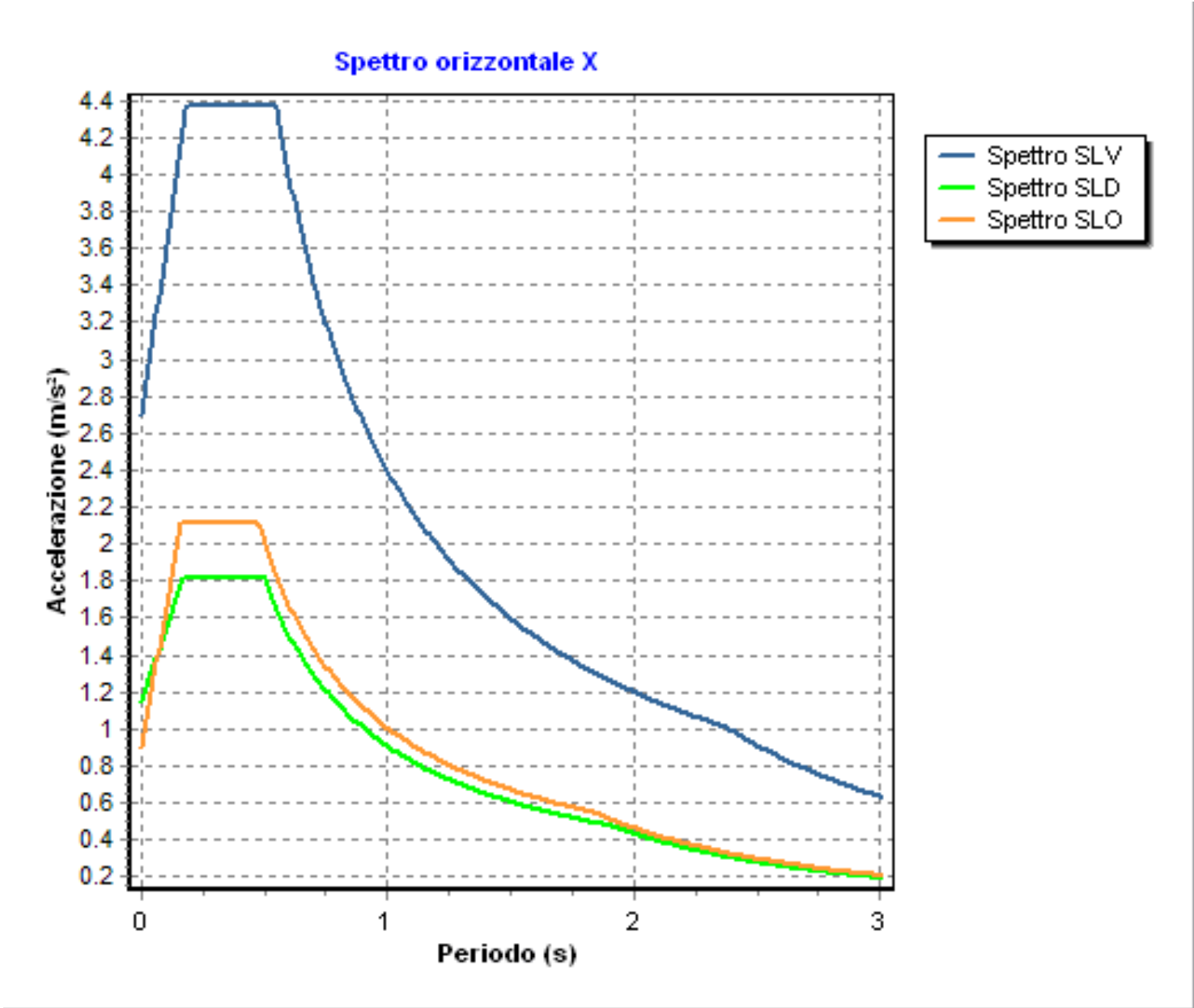


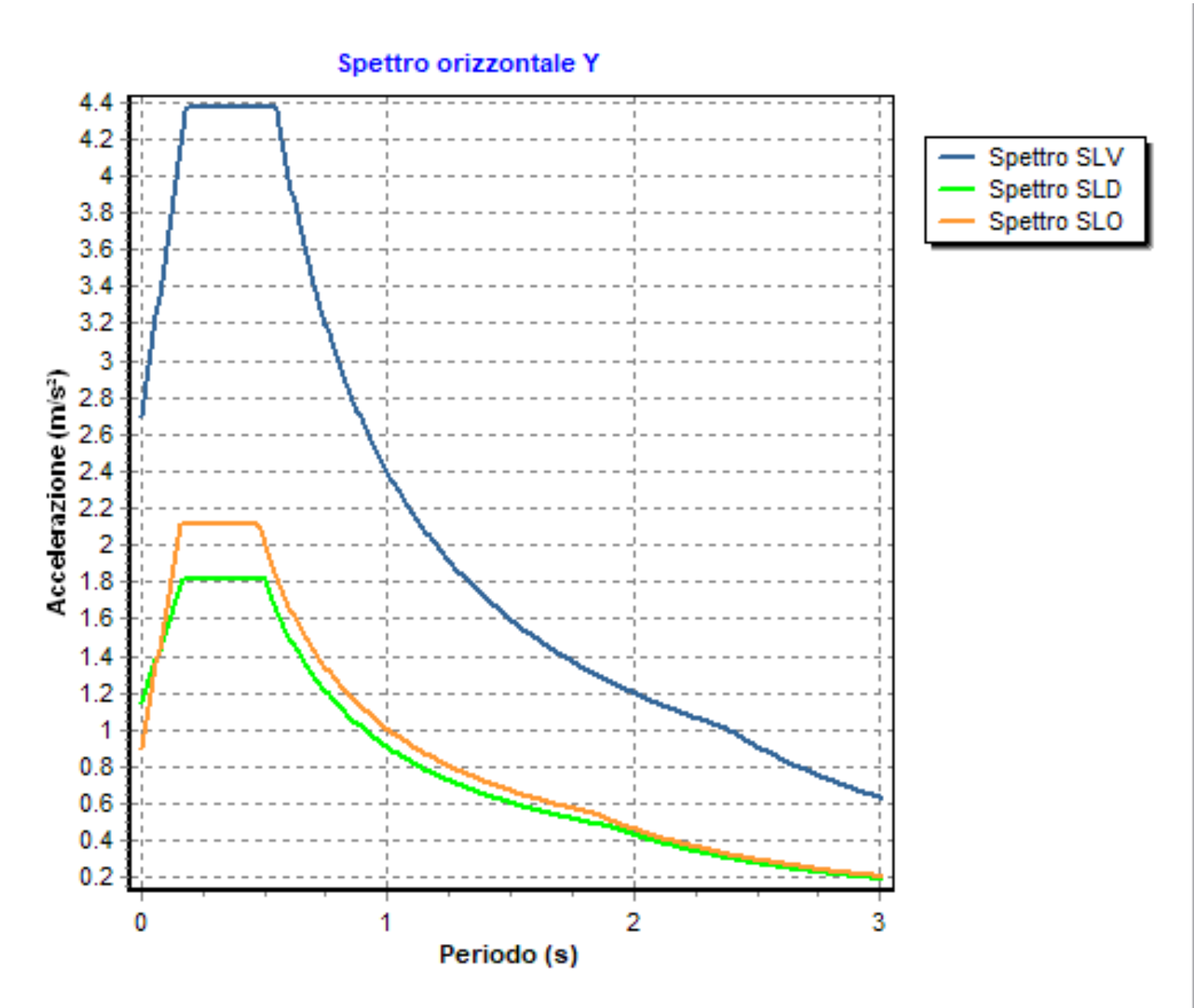
Identificativi e coordinate (Datum ED50) dei punti che includono il sito		
Numero punto	Latitudine [°]	Longitudine [°]
32316	41.0307	14.4844
32317	41.0301	14.5506
32538	40.9807	14.4836
32539	40.9801	14.5498

Zona sismica : SI
Suolo di fondazione : C
Vita nominale : 50
Classe di duttilità: Non dissipativa
Tipo di opera : Opere ordinarie
Classe d'uso : III
Vita di riferimento : 75
Categoria topografica : T1
Coefficiente smorzamento viscoso : 0.05

	Parametri dello spettro di risposta orizzontale							
	SLV		SLC		SLD		SLO	
Tempo di ritorno	712		1462		75		45	
Accelerazione sismica	0.194		0.244		0.078		0.061	
Coefficiente Fo	2.433		2.470		2.367		2.350	
Periodo T _C *	0.379		0.398		0.330		0.307	
Coefficiente S _s	1.42		1.34		1.50		1.50	
Coefficiente di amplificazione topografica S _t	1.00		1.00		1.00		1.00	
Prodotto S _s · S _t	1.42		1.34		1.50		1.50	
Periodo T _B	0.18		0.19		0.17		0.16	
Periodo T _C	0.55		0.57		0.50		0.48	
Periodo T _D	2.38		2.58		1.91		1.84	
	x	y	x	y	x	y	x	y
Coefficiente η	0.667	0.667	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)	: 1.50
Fattore di comportamento direzione y (qy)	: 1.50
Fattore di comportamento direzione z (qz)	: 1.50

Modulo di Winkler traslazionale	: 5.00 daN/cm³
Modulo di Winkler tangenziale	: 2.50 daN/cm³
Delta Termico aste di elevazione	: 0
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

Pilastrì

Assiale	da Carico Assiale
Flessione	da Carico Assiale
Taglio	da Carico Assiale

Travi

Assiale	da Carico Assiale
Flessione	da Carico Assiale
Taglio	da Carico Assiale

Pareti

Nel Piano	: 1.00
Fuori Piano	: 1.00

Platee

Nel Piano	: 1.00
Fuori Piano	: 1.00

SLD-SLO

Pilastrì

Assiale	da Carico Assiale
---------	-------------------

	Flessione	da Carico Assiale
	Taglio	da Carico Assiale
Travi		
	Assiale	da Carico Assiale
	Flessione	da Carico Assiale
	Taglio	da Carico Assiale
Pareti		
	Nel Piano	: 1.00
	Fuori Piano	: 1.00
Platee		
	Nel Piano	: 1.00
	Fuori Piano	: 1.00
Delta termico		
Slv		: 0.50
Sle		: 0.75
Copriferro Travi di Fondazione		: 2.50 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]	αt [1/°C]	Ec [daN/c m²]	FC	γm,c	Ect/E c	fck [daN/ cm²]	fcm [daN/c m²]	fed SLU [daN/c m²]	fctd SLU [daN/c m²]	fed SLD [daN/c m²]	fctd SLD [daN/c m²]	fctk,0.0 5 [daN/c m²]	fctm [daN/c m²]	εc2 [‰]	εcu2 [‰]
ClsI	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 [‰]
Barrel	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]	αt [1/°C]	E [daN/cm²]	FC	γM0	γM1	γM2	fy [daN/cm²]	fu [daN/cm²]
Acciaio1	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
1	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	50.00	6	-
2	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	50.00	6	-
3	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	50.00	6	-
4	Colonna 1	Fondazione	Non Presente	-	50.00	6	-

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;
 ϕ : 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;
 ν_t : Coefficiente di Poisson;
E_{ed} : Modulo Edometrico;
OCR : Grado di sovraconsolidazione del terreno.

Colonna	Strato	Spess. [cm]	Peso [daN/m³]	Peso eff. [daN/m³]	NSP T	Qc [daN/cm²]	ϕ [°]	C [daN/cm²]	Cu [daN/cm²]	E [daN/cm²]	G [daN/cm²]	ν_t	E _{ed} [daN/cm²]	OC R
Colonna 1	Ghiaia	80.0	1900.0	900.0	82	164.00	51.0	0.00	0.00	500.00	4102.00	0.19	196.00	1.00
	Limo	520.0	1800.0	800.0	16	32.00	32.0	0.10	0.10	61.00	902.00	0.32	30.73	1.00
	Ghiaia	120.0	1900.0	900.0	64	128.00	46.0	0.00	0.00	396.00	3250.00	0.22	159.00	1.00
	Ghiaia	500.0	1900.0	900.0	-	-	35.0	0.00	0.00	500.00	200.00	0.35	-	1.00
	Limo	500.0	1800.0	800.0	-	-	25.0	0.10	0.10	150.00	100.00	0.35	-	1.00
	Tufo	500.0	2000.0	1000.0	-	-	45.0	0.20	0.20	500.00	200.00	0.40	-	1.00

3.4 Elenco dei carichi.

3.4.1 Pesi propri unitari - G1.

Impalcato	Solai [daN/m²]	Balconi [daN/m²]	Scale [daN/m²]
Fondazione	-	-	-
Piano 1	-	-	-
Piano 2	-	-	-

- Analisi dei Carichi -

3.4.2 Carichi Permanenti unitari - G2.

Impalcato	Solai [daN/m²]	Balconi [daN/m²]	Scale [daN/m²]	Influenza Tramezzi [daN/m²]	Tamponature [daN/m]
Fondazione	150	150	150	100	582
Piano 1	150	150	150	100	582
Piano 2	150	150	150	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)

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/m²]		
	Solai	Balconi	Scale
Fondazione	-	-	-
Piano 1	-	-	-
Piano 2	-	-	-

3.4.4 Pesì 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 Ψ2i (determinata dalla destinazione d'uso dell'opera ai vari piani

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

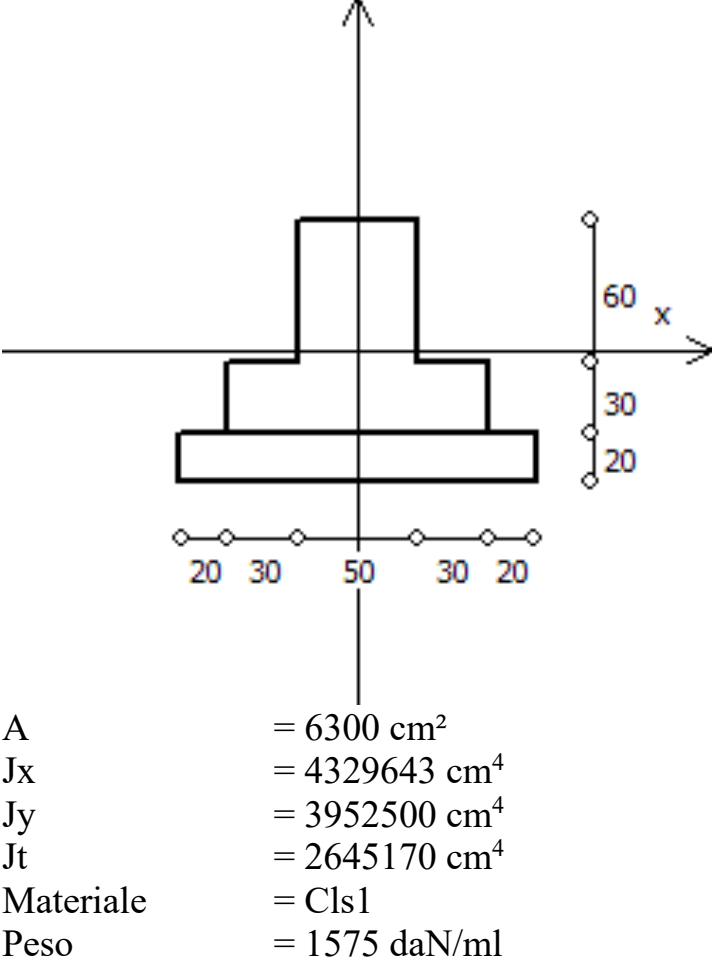
Per balconi e scale verranno usati i coefficienti calcolati come i maggiori tra quelli relativi alla categoria di carico di piano ed i seguenti:

Cat.	Destinazione	Ψ2i
C2	Balconi, ballatoi e scale	0.6

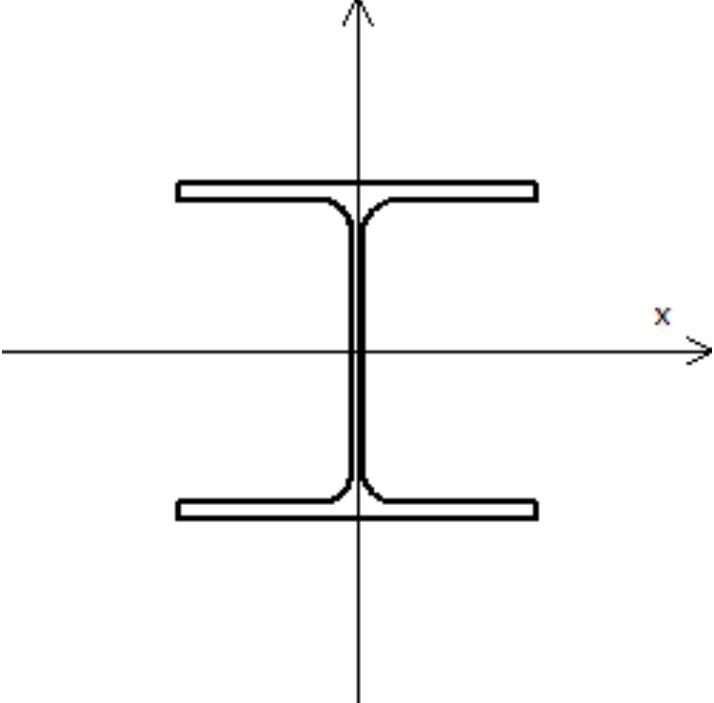
Imp. Reale	G1 [daN]	G2 [daN]	Ψ2 · Qk [daN]	W (SLV-SLD) [daN]
0	12278.54	950.00	228.00	13456.54
1	624.05	0.00	0.00	624.05
2	315.51	0.00	0.00	315.51

3.5 Elenco e Caratteristiche delle sezioni trasversali.

Tipologia N.1 (Sezione di Fondazione)

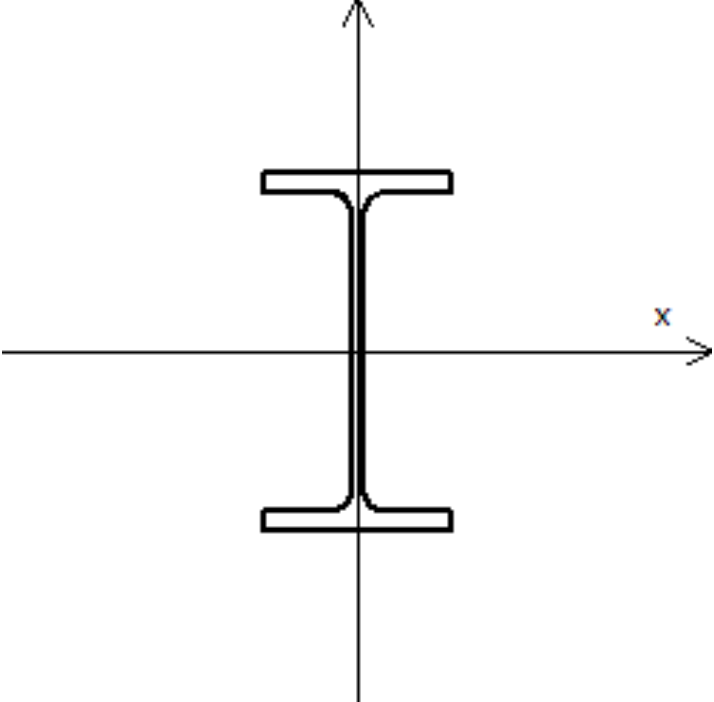


Tipologia N.2 (Sezione Metallica)



Nome	= HEA200
A	= 54 cm ²
Jx	= 3692.80 cm ⁴
Jy	= 1335.52 cm ⁴
Jxy	= 0.00 cm ⁴
Jt	= 14.98 cm ⁴
Materiale	= Acciaio1
Peso	= 42.27 daN/ml

Tipologia N.3 (Sezione Metallica)



Nome	= IPE120
A	= 13 cm ²
Jx	= 317.79 cm ⁴
Jy	= 27.67 cm ⁴
Jxy	= 0.00 cm ⁴
Jt	= 1.39 cm ⁴
Materiale	= Acciaio1
Peso	= 10.37 daN/ml

3.6 Geometria Struttura.

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	5
2	190.00	0.00	0.00	0.00	5
3	0.00	190.00	0.00	0.00	5
4	190.00	190.00	0.00	0.00	5

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
MIx : valore del momento d’inerzia della massa attorno all’asse X
MIy : valore del momento d’inerzia della massa attorno all’asse Y
MIz : valore del momento d’inerzia della massa attorno all’asse Z

Nodo	Coordinate [cm]			Impalcato	Slave	Vincoli						Masse Nodali			
	x	y	z			x	y	z	Rx	Ry	Rz	M [daNM]	MIx [daNM*cm²]	MIy [daNM*cm²]	MIz [daNM*cm²]
1	0.0	0.0	0.0	Fondazione	-	p	p	np	np	np	p	0.00	0.00	0.00	0.00
2	190.0	0.0	0.0	Fondazione	-	p	p	np	np	np	p	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.0	190.0	0.0	Fondazione	-	p	p	np	np	np	p	0.00	0.00	0.00	0.00
4	190.0	190.0	0.0	Fondazione	-	p	p	np	np	np	p	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.0	0.0	365.0	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
6	190.0	0.0	365.0	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.0	190.0	365.0	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
8	190.0	190.0	365.0	Piano 1	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.0	0.0	645.0	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
10	190.0	0.0	645.0	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.0	190.0	645.0	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00
12	190.0	190.0	645.0	Piano 2	-	np	np	np	np	np	np	0.00	0.00	0.00	0.00

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	2	1	Trave Fond.	1	190.00	Fondazione	5.00	2.50	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	1	3	Trave Fond.	1	190.00	Fondazione	5.00	2.50	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	4	2	Trave Fond.	1	190.00	Fondazione	5.00	2.50	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	3	4	Trave Fond.	1	190.00	Fondazione	5.00	2.50	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	2, 1	6	5	Trave Elev.	3	190.00	Piano 1	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
6	1, 3	5	7	Trave Elev.	3	190.00	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	4, 2	8	6	Trave Elev.	3	190.00	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	3, 4	7	8	Trave Elev.	3	190.00	Piano 1	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
9	1	5	1	Pilastro	2	365.00	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
10	2	6	2	Pilastro	2	365.00	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
11	3	7	3	Pilastro	2	365.00	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
12	4	8	4	Pilastro	2	365.00	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
13	2, 1	10	9	Trave Elev.	3	190.00	Piano 2	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
14	1, 3	9	11	Trave Elev.	3	190.00	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	4, 2	12	10	Trave Elev.	3	190.00	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	3, 4	11	12	Trave Elev.	3	190.00	Piano 2	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
17	1	9	5	Pilastro	2	280.00	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
18	2	10	6	Pilastro	2	280.00	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
19	3	11	7	Pilastro	2	280.00	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
20	4	12	8	Pilastro	2	280.00	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

3.6.4 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	Fondazione	2, 1	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-1575.00	-1575.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-125.00	-125.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-100.00	-100.00
2	Fondazione	1, 3	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-1575.00	-1575.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-125.00	-125.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-100.00	-100.00
3	Fondazione	4, 2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-1575.00	-1575.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-125.00	-125.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-100.00	-100.00
4	Fondazione	3, 4	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-1575.00	-1575.00
			Car. Perm. G2	0.00	0.00	0.00	0.00	-125.00	-125.00
			Car. Eserc.	0.00	0.00	0.00	0.00	-100.00	-100.00
5	Piano 1	2, 1	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-10.37	-10.37
6	Piano 1	1, 3	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-10.37	-10.37
7	Piano 1	4, 2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-10.37	-10.37
8	Piano 1	3, 4	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-10.37	-10.37
9	Piano 1	1	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-42.27	-42.27
10	Piano 1	2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-42.27	-42.27
11	Piano 1	3	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-42.27	-42.27
12	Piano 1	4	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-42.27	-42.27

13	Piano 2	2, 1	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-10.37	-10.37
14	Piano 2	1, 3	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-10.37	-10.37
15	Piano 2	4, 2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-10.37	-10.37
16	Piano 2	3, 4	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-10.37	-10.37
17	Piano 2	1	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-42.27	-42.27
18	Piano 2	2	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-42.27	-42.27
19	Piano 2	3	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-42.27	-42.27
20	Piano 2	4	Car. Perm. G1	0.00	0.00	0.00	0.00	-42.27	-42.27

3.6.5 Carichi concentrati sui nodi.

- Nodo : numero del nodo come da 3.5.1
C.C. : condizione di carico come da 2.3
Fx : eventuale azione esterna sul nodo in direzione X rispetto al sistema di riferimento globale
Fy : eventuale azione esterna sul nodo in direzione Y rispetto al sistema di riferimento globale
Fz : eventuale azione esterna sul nodo in direzione Z rispetto al sistema di riferimento globale
Mx : eventuale momento applicato sul nodo attorno all'asse X del sistema di riferimento globale
My : eventuale momento applicato sul nodo attorno all'asse Y del sistema di riferimento globale
Mz : eventuale momento applicato sul nodo attorno all'asse Z del sistema di riferimento globale

Nodo	C.C.	Fx [daN]	Fy [daN]	Fz [daN]	Mx [daNm]	My [daNm]	Mz [daNm]
9	Utente 1	0.00	0.00	-900.00	0.00	0.00	0.00
10	Utente 1	0.00	0.00	-900.00	0.00	0.00	0.00
11	Utente 1	0.00	0.00	-900.00	0.00	0.00	0.00
12	Utente 1	0.00	0.00	-900.00	0.00	0.00	0.00

4 Risultati di Calcolo.

4.1 Inviluppi.

Gli effetti relativi alle varie combinazioni sono considerati utilizzando la tecnica dell'inviluppo, 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;

4.1.1 Inviluppi dei Cinematismi nodali.

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

- Nodo : numerazione interna del nodo.
X : distanza dal nodo iniziale misurata lungo l'asse dell'asta.
Cinematismi nodali : valore dello spostamento. Per le azioni sismiche è riferito allo spettro elastico:
Vx : traslazione X rispetto al sistema di riferimento globale.
Vy : traslazione Y rispetto al sistema di riferimento globale.
Vz : Traslazione Z rispetto al sistema di riferimento globale.
Rx : rotazione X rispetto al sistema di riferimento globale.
Ry : rotazione Y rispetto al sistema di riferimento globale.
Rz : rotazione Z rispetto al sistema di riferimento globale.

Max : valore massimo (rispetto al sistema di riferimento globale) dell'inviluppo.

Min : valore minimo (rispetto al sistema di riferimento globale) dell’inviluppo.

4.1.1.1 Inviluppi SLU.

Tabella 1.I

STATO LIMITE ULTIMO												
Nodo	Spostamenti						Rotazioni					
	Vx [cm]		Vy [cm]		Vz [cm]		Rx [rad]		Ry [rad]		Rz [rad]	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
1	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.014	-0.049	1.6E-4	-1.6E-4	1.0E-4	-9.8E-5	0.0E+0	0.0E+0
2	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.014	-0.049	1.6E-4	-1.6E-4	9.8E-5	-1.0E-4	0.0E+0	0.0E+0
3	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.014	-0.049	1.6E-4	-1.6E-4	1.0E-4	-9.8E-5	0.0E+0	0.0E+0
4	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.014	-0.049	1.6E-4	-1.6E-4	9.8E-5	-1.0E-4	0.0E+0	0.0E+0
5	1.509	-1.509	0.458	-0.458	-0.016	-0.055	1.6E-3	-1.6E-3	6.9E-3	-6.9E-3	4.1E-4	-4.1E-4
6	1.509	-1.509	0.458	-0.458	-0.016	-0.055	1.6E-3	-1.6E-3	6.9E-3	-6.9E-3	4.1E-4	-4.1E-4
7	1.509	-1.509	0.458	-0.458	-0.016	-0.055	1.6E-3	-1.6E-3	6.9E-3	-6.9E-3	4.1E-4	-4.1E-4
8	1.509	-1.509	0.458	-0.458	-0.016	-0.055	1.6E-3	-1.6E-3	6.9E-3	-6.9E-3	4.1E-4	-4.1E-4
9	3.647	-3.647	0.905	-0.905	-0.018	-0.058	1.4E-3	-1.4E-3	8.2E-3	-8.2E-3	8.9E-4	-8.9E-4
10	3.647	-3.647	0.905	-0.905	-0.018	-0.058	1.4E-3	-1.4E-3	8.2E-3	-8.2E-3	8.9E-4	-8.9E-4
11	3.647	-3.647	0.905	-0.905	-0.018	-0.058	1.4E-3	-1.4E-3	8.2E-3	-8.2E-3	8.9E-4	-8.9E-4
12	3.647	-3.647	0.905	-0.905	-0.018	-0.058	1.4E-3	-1.4E-3	8.2E-3	-8.2E-3	8.9E-4	-8.9E-4

4.1.1.2 Inviluppi SLD.

Tabella 1.I

STATO LIMITE DI DANNO												
Nodo	Spostamenti						Rotazioni					
	Vx [cm]		Vy [cm]		Vz [cm]		Rx [rad]		Ry [rad]		Rz [rad]	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
1	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.027	-0.036	3.4E-5	-3.6E-5	3.7E-5	-3.4E-5	0.0E+0	0.0E+0
2	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.027	-0.036	3.4E-5	-3.6E-5	3.4E-5	-3.7E-5	0.0E+0	0.0E+0
3	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.027	-0.036	3.6E-5	-3.4E-5	3.7E-5	-3.4E-5	0.0E+0	0.0E+0
4	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.027	-0.036	3.6E-5	-3.4E-5	3.4E-5	-3.7E-5	0.0E+0	0.0E+0
5	0.537	-0.537	0.101	-0.101	-0.031	-0.040	3.5E-4	-3.5E-4	2.4E-3	-2.4E-3	1.0E-4	-1.0E-4
6	0.537	-0.537	0.101	-0.101	-0.031	-0.040	3.5E-4	-3.5E-4	2.4E-3	-2.4E-3	1.0E-4	-1.0E-4
7	0.537	-0.537	0.101	-0.101	-0.031	-0.040	3.5E-4	-3.5E-4	2.4E-3	-2.4E-3	1.0E-4	-1.0E-4
8	0.537	-0.537	0.101	-0.101	-0.031	-0.040	3.5E-4	-3.5E-4	2.4E-3	-2.4E-3	1.0E-4	-1.0E-4
9	1.298	-1.298	0.199	-0.199	-0.033	-0.043	3.0E-4	-3.0E-4	2.9E-3	-2.9E-3	2.2E-4	-2.2E-4
10	1.298	-1.298	0.199	-0.199	-0.033	-0.043	3.0E-4	-3.0E-4	2.9E-3	-2.9E-3	2.2E-4	-2.2E-4
11	1.298	-1.298	0.199	-0.199	-0.033	-0.043	3.0E-4	-3.0E-4	2.9E-3	-2.9E-3	2.2E-4	-2.2E-4
12	1.298	-1.298	0.199	-0.199	-0.033	-0.043	3.0E-4	-3.0E-4	2.9E-3	-2.9E-3	2.2E-4	-2.2E-4

4.1.1.3 Inviluppi SLO.

Tabella 1.I

STATO LIMITE DI OPERATIVITA’												
Nodo	Spostamenti						Rotazioni					
	Vx [cm]		Vy [cm]		Vz [cm]		Rx [rad]		Ry [rad]		Rz [rad]	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
1	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.022	-0.029	2.8E-5	-2.8E-5	2.8E-5	-2.7E-5	0.0E+0	0.0E+0
2	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.022	-0.029	2.8E-5	-2.8E-5	2.7E-5	-2.8E-5	0.0E+0	0.0E+0
3	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.022	-0.029	2.8E-5	-2.8E-5	2.8E-5	-2.7E-5	0.0E+0	0.0E+0
4	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.022	-0.029	2.8E-5	-2.8E-5	2.7E-5	-2.8E-5	0.0E+0	0.0E+0
5	0.421	-0.421	0.083	-0.083	-0.022	-0.030	2.9E-4	-2.9E-4	1.9E-3	-1.9E-3	1.2E-4	-1.2E-4
6	0.421	-0.421	0.083	-0.083	-0.022	-0.030	2.9E-4	-2.9E-4	1.9E-3	-1.9E-3	1.2E-4	-1.2E-4
7	0.421	-0.421	0.083	-0.083	-0.022	-0.030	2.9E-4	-2.9E-4	1.9E-3	-1.9E-3	1.2E-4	-1.2E-4
8	0.421	-0.421	0.083	-0.083	-0.022	-0.030	2.9E-4	-2.9E-4	1.9E-3	-1.9E-3	1.2E-4	-1.2E-4
9	1.019	-1.019	0.163	-0.163	-0.022	-0.030	2.5E-4	-2.4E-4	2.3E-3	-2.3E-3	2.6E-4	-2.6E-4
10	1.019	-1.019	0.163	-0.163	-0.022	-0.030	2.5E-4	-2.4E-4	2.3E-3	-2.3E-3	2.6E-4	-2.6E-4
11	1.019	-1.019	0.163	-0.163	-0.022	-0.030	2.4E-4	-2.5E-4	2.3E-3	-2.3E-3	2.6E-4	-2.6E-4
12	1.019	-1.019	0.163	-0.163	-0.022	-0.030	2.4E-4	-2.5E-4	2.3E-3	-2.3E-3	2.6E-4	-2.6E-4

4.1.1.4 Inviluppi SLE

Tabella 2.I

STATO LIMITE D’ESERCIZIO - Rare												
Spostamenti							Rotazioni					

Nodo	Vx [cm]		Vy [cm]		Vz [cm]		Rx [rad]		Ry [rad]		Rz [rad]	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
1	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.032	-0.033	-1.3E-6	-1.3E-6	1.3E-6	1.3E-6	0.0E+0	0.0E+0
2	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.032	-0.033	-1.3E-6	-1.3E-6	-1.3E-6	-1.3E-6	0.0E+0	0.0E+0
3	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.032	-0.033	1.3E-6	1.3E-6	1.3E-6	1.3E-6	0.0E+0	0.0E+0
4	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.032	-0.033	1.3E-6	1.3E-6	-1.3E-6	-1.3E-6	0.0E+0	0.0E+0
5	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.036	-0.036	1.3E-6	1.3E-6	-3.4E-7	-3.4E-7	-1.8E-9	-1.8E-9
6	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.036	-0.036	1.3E-6	1.3E-6	3.4E-7	3.4E-7	-1.8E-9	-1.8E-9
7	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.036	-0.036	-1.3E-6	-1.3E-6	-3.4E-7	-3.4E-7	-1.8E-9	-1.8E-9
8	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.036	-0.036	-1.3E-6	-1.3E-6	3.4E-7	3.4E-7	-1.8E-9	-1.8E-9
9	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.038	-0.039	2.1E-6	2.1E-6	1.6E-7	1.6E-7	-4.0E-9	-4.0E-9
10	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.038	-0.039	2.1E-6	2.1E-6	-1.6E-7	-1.6E-7	-4.0E-9	-4.0E-9
11	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.038	-0.039	-2.1E-6	-2.1E-6	1.6E-7	1.6E-7	-4.0E-9	-4.0E-9
12	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.038	-0.039	-2.1E-6	-2.1E-6	-1.6E-7	-1.6E-7	-4.0E-9	-4.0E-9

Tabella 2.II

Stato Limite d'Esercizio - Frequenti												
Nodo	Spostamenti						Rotazioni					
	Vx [cm]		Vy [cm]		Vz [cm]		Rx [rad]		Ry [rad]		Rz [rad]	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
1	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.032	-0.032	-1.3E-6	-1.3E-6	1.3E-6	1.3E-6	0.0E+0	0.0E+0
2	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.032	-0.032	-1.3E-6	-1.3E-6	-1.3E-6	-1.3E-6	0.0E+0	0.0E+0
3	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.032	-0.032	1.3E-6	1.3E-6	1.3E-6	1.3E-6	0.0E+0	0.0E+0
4	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.032	-0.032	1.3E-6	1.3E-6	-1.3E-6	-1.3E-6	0.0E+0	0.0E+0
5	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.035	-0.036	1.3E-6	1.3E-6	-3.4E-7	-3.4E-7	-1.8E-9	-1.8E-9
6	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.035	-0.036	1.3E-6	1.3E-6	3.4E-7	3.4E-7	-1.8E-9	-1.8E-9
7	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.035	-0.036	-1.3E-6	-1.3E-6	-3.4E-7	-3.4E-7	-1.8E-9	-1.8E-9
8	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.035	-0.036	-1.3E-6	-1.3E-6	3.4E-7	3.4E-7	-1.8E-9	-1.8E-9
9	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.038	-0.038	2.1E-6	2.1E-6	1.6E-7	1.6E-7	-4.0E-9	-4.0E-9
10	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.038	-0.038	2.1E-6	2.1E-6	-1.6E-7	-1.6E-7	-4.0E-9	-4.0E-9
11	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.038	-0.038	-2.1E-6	-2.1E-6	1.6E-7	1.6E-7	-4.0E-9	-4.0E-9
12	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.038	-0.038	-2.1E-6	-2.1E-6	-1.6E-7	-1.6E-7	-4.0E-9	-4.0E-9

Tabella 2.III

Stato Limite d'Esercizio - Quasi Permanenti												
Nodo	Spostamenti						Rotazioni					
	Vx [cm]		Vy [cm]		Vz [cm]		Rx [rad]		Ry [rad]		Rz [rad]	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
1	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.032	-0.032	-1.3E-6	-1.3E-6	1.3E-6	1.3E-6	0.0E+0	0.0E+0
2	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.032	-0.032	-1.3E-6	-1.3E-6	-1.3E-6	-1.3E-6	0.0E+0	0.0E+0
3	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.032	-0.032	1.3E-6	1.3E-6	1.3E-6	1.3E-6	0.0E+0	0.0E+0
4	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.032	-0.032	1.3E-6	1.3E-6	-1.3E-6	-1.3E-6	0.0E+0	0.0E+0
5	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.035	-0.035	1.3E-6	1.3E-6	-3.4E-7	-3.4E-7	-1.8E-9	-1.8E-9
6	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.035	-0.035	1.3E-6	1.3E-6	3.4E-7	3.4E-7	-1.8E-9	-1.8E-9
7	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.035	-0.035	-1.3E-6	-1.3E-6	-3.4E-7	-3.4E-7	-1.8E-9	-1.8E-9
8	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.035	-0.035	-1.3E-6	-1.3E-6	3.4E-7	3.4E-7	-1.8E-9	-1.8E-9
9	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.038	-0.038	2.1E-6	2.1E-6	1.6E-7	1.6E-7	-4.0E-9	-4.0E-9
10	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.038	-0.038	2.1E-6	2.1E-6	-1.6E-7	-1.6E-7	-4.0E-9	-4.0E-9
11	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.038	-0.038	-2.1E-6	-2.1E-6	1.6E-7	1.6E-7	-4.0E-9	-4.0E-9
12	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.038	-0.038	-2.1E-6	-2.1E-6	-1.6E-7	-1.6E-7	-4.0E-9	-4.0E-9

4.1.2 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Sforzo Normale.

I dati seguenti riportano i valori dello Sforzo Normale relativamente alle aste che definiscono la struttura ed in modo particolare:

- Asta : numerazione interna dell’asta.
- X : distanza dal nodo iniziale misurata lungo l’asse dell’asta.
- Sforzo Normale (N) : valore dello Sforzo Normale nel punto considerato:
- Max : valore massimo (rispetto al sistema di riferimento globale) dell’involuppo.
- Min : valore minimo (rispetto al sistema di riferimento globale) dell’involuppo.
- Comb : combinazione di appartenenza del valore considerato nell’involuppo.

Tabella 3.I

Sforzo Normale (N) [daN]				
		SLU		SLE
		Caratteristiche		Quasi Permanenti

Asta	Imp.	Fili	X [cm]	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
1	Fondazio ne	2-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
2	Fondazio ne	1-3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
3	Fondazio ne	4-2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
4	Fondazio ne	3-4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
5	Piano 1	2-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
6	Piano 1	1-3	0	3	2	2	2	2	2	2	2
			95	3	2	2	2	2	2	2	2
			190	3	2	2	2	2	2	2	2
7	Piano 1	4-2	0	3	2	2	2	2	2	2	2
			95	3	2	2	2	2	2	2	2
			190	3	2	2	2	2	2	2	2
8	Piano 1	3-4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
9	Piano 1	1-1	0	-852	-1555	-1058	-1058	-1058	-1058	-1058	-1058
			183	-929	-1655	-1135	-1135	-1135	-1135	-1135	-1135
			365	-1006	-1756	-1212	-1212	-1212	-1212	-1212	-1212
10	Piano 1	2-2	0	-852	-1555	-1058	-1058	-1058	-1058	-1058	-1058
			183	-929	-1655	-1135	-1135	-1135	-1135	-1135	-1135
			365	-1006	-1756	-1212	-1212	-1212	-1212	-1212	-1212
11	Piano 1	3-3	0	-852	-1555	-1058	-1058	-1058	-1058	-1058	-1058
			183	-929	-1655	-1135	-1135	-1135	-1135	-1135	-1135
			365	-1006	-1756	-1212	-1212	-1212	-1212	-1212	-1212
12	Piano 1	4-4	0	-852	-1555	-1058	-1058	-1058	-1058	-1058	-1058
			183	-929	-1655	-1135	-1135	-1135	-1135	-1135	-1135
			365	-1006	-1756	-1212	-1212	-1212	-1212	-1212	-1212
13	Piano 2	2-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
14	Piano 2	1-3	0	-2	-3	-2	-2	-2	-2	-2	-2
			95	-2	-3	-2	-2	-2	-2	-2	-2
			190	-2	-3	-2	-2	-2	-2	-2	-2
15	Piano 2	4-2	0	-2	-3	-2	-2	-2	-2	-2	-2
			95	-2	-3	-2	-2	-2	-2	-2	-2
			190	-2	-3	-2	-2	-2	-2	-2	-2
16	Piano 2	3-4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
17	Piano 2	1-1	0	-827	-1376	-920	-920	-920	-920	-920	-920
			140	-886	-1453	-979	-979	-979	-979	-979	-979
			280	-945	-1529	-1038	-1038	-1038	-1038	-1038	-1038
18	Piano 2	2-2	0	-827	-1376	-920	-920	-920	-920	-920	-920
			140	-886	-1453	-979	-979	-979	-979	-979	-979
			280	-945	-1529	-1038	-1038	-1038	-1038	-1038	-1038
19	Piano 2	3-3	0	-827	-1376	-920	-920	-920	-920	-920	-920
			140	-886	-1453	-979	-979	-979	-979	-979	-979
			280	-945	-1529	-1038	-1038	-1038	-1038	-1038	-1038
20	Piano 2	4-4	0	-827	-1376	-920	-920	-920	-920	-920	-920
			140	-886	-1453	-979	-979	-979	-979	-979	-979
			280	-945	-1529	-1038	-1038	-1038	-1038	-1038	-1038

4.1.3 Inviluppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Momento Torcente.

I dati seguenti riportano i valori del Momento Torcente relativamente alle aste che definiscono la struttura ed in modo particolare:

Asta : numerazione interna dell’asta.
X : distanza dal nodo iniziale misurata lungo l’asse dell’asta.
Momento Torcente (M_T) : valore del Momento Torcente nel punto considerato:
Max : valore massimo (rispetto al sistema di riferimento globale) dell’inviluppo.
Min : valore minimo (rispetto al sistema di riferimento globale) dell’inviluppo.
Comb : combinazione di appartenenza del valore considerato nell’inviluppo.

Tabella 4.I

Momento Torcente (Mt) [daNm]											
				SLU		SLE					
						Caratteristiche		Frequenti		Quasi Permanenti	
Asta	Imp.	Fili	X [cm]	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
1	Fondazio ne	2-1	0	40	-40	0	0	0	0	0	0
			95	40	-40	0	0	0	0	0	0
			190	40	-40	0	0	0	0	0	0
2	Fondazio ne	1-3	0	35	-35	0	0	0	0	0	0
			95	35	-35	0	0	0	0	0	0
			190	35	-35	0	0	0	0	0	0
3	Fondazio ne	4-2	0	35	-35	0	0	0	0	0	0
			95	35	-35	0	0	0	0	0	0
			190	35	-35	0	0	0	0	0	0
4	Fondazio ne	3-4	0	40	-40	0	0	0	0	0	0
			95	40	-40	0	0	0	0	0	0
			190	40	-40	0	0	0	0	0	0
5	Piano 1	2-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
6	Piano 1	1-3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
7	Piano 1	4-2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
8	Piano 1	3-4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
9	Piano 1	1-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			183	0	0	0	0	0	0	0	0
			365	0	0	0	0	0	0	0	0
10	Piano 1	2-2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			183	0	0	0	0	0	0	0	0
			365	0	0	0	0	0	0	0	0
11	Piano 1	3-3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			183	0	0	0	0	0	0	0	0
			365	0	0	0	0	0	0	0	0
12	Piano 1	4-4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			183	0	0	0	0	0	0	0	0
			365	0	0	0	0	0	0	0	0
13	Piano 2	2-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
14	Piano 2	1-3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
15	Piano 2	4-2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
16	Piano 2	3-4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
17	Piano 2	1-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			140	0	0	0	0	0	0	0	0
			280	0	0	0	0	0	0	0	0
18	Piano 2	2-2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			140	0	0	0	0	0	0	0	0
			280	0	0	0	0	0	0	0	0

19	Piano 2	3-3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			140	0	0	0	0	0	0	0	0
			280	0	0	0	0	0	0	0	0
20	Piano 2	4-4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			140	0	0	0	0	0	0	0	0
			280	0	0	0	0	0	0	0	0

4.1.4 Inviluppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Momento Flettente X-Z.

I dati seguenti riportano i valori del Momento Flettente X-Z relativamente alle aste che definiscono la struttura ed in modo particolare:

- Asta : numerazione interna dell’asta.
- X : distanza dal nodo iniziale misurata lungo l’asse dell’asta.
- Momento Flettente (M_{xz}) : valore del Momento Flettente X-Z nel punto considerato:
- Max : valore massimo (rispetto al sistema di riferimento globale) dell’inviluppo.
- Min : valore minimo (rispetto al sistema di riferimento globale) dell’inviluppo.
- Comb : combinazione di appartenenza del valore considerato nell’inviluppo.

Tabella 5.I

Momento Flettente (Mxz) [daNm]											
				SLU		SLE					
						Caratteristiche		Frequenti		Quasi Permanenti	
Asta	Imp.	Fili	X [cm]	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
1	Fondazio ne	2-1	0	493	-492	0	0	0	0	0	0
			95	-137	-437	-287	-287	-287	-287	-287	-287
			190	493	-492	0	0	0	0	0	0
2	Fondazio ne	1-3	0	271	-270	1	1	1	1	1	1
			95	-135	-439	-287	-287	-287	-287	-287	-287
			190	271	-270	1	1	1	1	1	1
3	Fondazio ne	4-2	0	271	-270	1	1	1	1	1	1
			95	-135	-439	-287	-287	-287	-287	-287	-287
			190	271	-270	1	1	1	1	1	1
4	Fondazio ne	3-4	0	493	-492	0	0	0	0	0	0
			95	-137	-437	-287	-287	-287	-287	-287	-287
			190	493	-492	0	0	0	0	0	0
5	Piano 1	2-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	6	5	5	5	5	5	5	5
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
6	Piano 1	1-3	0	102	-108	-3	-3	-3	-3	-3	-3
			95	2	2	2	2	2	2	2	2
			190	102	-108	-3	-3	-3	-3	-3	-3
7	Piano 1	4-2	0	102	-108	-3	-3	-3	-3	-3	-3
			95	2	2	2	2	2	2	2	2
			190	102	-108	-3	-3	-3	-3	-3	-3
8	Piano 1	3-4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	6	5	5	5	5	5	5	5
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
9	Piano 1	1-1	0	63	-61	1	1	1	1	1	1
			183	108	-107	1	1	1	1	1	1
			365	277	-276	1	1	1	1	1	1
10	Piano 1	2-2	0	63	-61	1	1	1	1	1	1
			183	108	-107	1	1	1	1	1	1
			365	277	-276	1	1	1	1	1	1
11	Piano 1	3-3	0	61	-63	-1	-1	-1	-1	-1	-1
			183	107	-108	-1	-1	-1	-1	-1	-1
			365	276	-277	-1	-1	-1	-1	-1	-1
12	Piano 1	4-4	0	61	-63	-1	-1	-1	-1	-1	-1
			183	107	-108	-1	-1	-1	-1	-1	-1
			365	276	-277	-1	-1	-1	-1	-1	-1
13	Piano 2	2-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	6	5	5	5	5	5	5	5
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
14	Piano 2	1-3	0	85	-91	-3	-3	-3	-3	-3	-3
			95	2	2	2	2	2	2	2	2

			190	85	-91	-3	-3	-3	-3	-3	-3
15	Piano 2	4-2	0	85	-91	-3	-3	-3	-3	-3	-3
			95	2	2	2	2	2	2	2	2
			190	85	-91	-3	-3	-3	-3	-3	-3
16	Piano 2	3-4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	6	5	5	5	5	5	5	5
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
17	Piano 2	1-1	0	91	-85	3	3	3	3	3	3
			140	23	-22	0	0	0	0	0	0
			280	41	-46	-2	-2	-2	-2	-2	-2
18	Piano 2	2-2	0	91	-85	3	3	3	3	3	3
			140	23	-22	0	0	0	0	0	0
			280	41	-46	-2	-2	-2	-2	-2	-2
19	Piano 2	3-3	0	85	-91	-3	-3	-3	-3	-3	-3
			140	22	-23	0	0	0	0	0	0
			280	46	-41	2	2	2	2	2	2
20	Piano 2	4-4	0	85	-91	-3	-3	-3	-3	-3	-3
			140	22	-23	0	0	0	0	0	0
			280	46	-41	2	2	2	2	2	2

4.1.5 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Taglio X-Z.

I dati seguenti riportano i valori del Taglio X-Z relativamente alle aste che definiscono la struttura ed in modo particolare:

- Asta : numerazione interna dell’asta.
- X : distanza dal nodo iniziale misurata lungo l’asse dell’asta.
- Taglio (T_{xz}) : valore del Taglio X-Z nel punto considerato:
- Max : valore massimo (rispetto al sistema di riferimento globale) dell’involuppo.
- Min : valore minimo (rispetto al sistema di riferimento globale) dell’involuppo.
- Comb : combinazione di appartenenza del valore considerato nell’involuppo.

Tabella 6.I

Taglio (T _{xz}) [daN]											
				SLU		SLE					
						Caratteristiche		Frequenti		Quasi Permanenti	
Asta	Imp.	Fili	X [cm]	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
1	Fondazio ne	2-1	0	-108	-1104	-606	-606	-606	-606	-606	-606
			95	571	-571	0	0	0	0	0	0
			190	1104	108	606	606	606	606	606	606
2	Fondazio ne	1-3	0	-182	-1030	-606	-606	-606	-606	-606	-606
			95	338	-338	0	0	0	0	0	0
			190	1030	182	606	606	606	606	606	606
3	Fondazio ne	4-2	0	-182	-1030	-606	-606	-606	-606	-606	-606
			95	338	-338	0	0	0	0	0	0
			190	1030	182	606	606	606	606	606	606
4	Fondazio ne	3-4	0	-108	-1104	-606	-606	-606	-606	-606	-606
			95	571	-571	0	0	0	0	0	0
			190	1104	108	606	606	606	606	606	606
5	Piano 1	2-1	0	13	10	10	10	10	10	10	10
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	-10	-13	-10	-10	-10	-10	-10	-10
6	Piano 1	1-3	0	120	-101	10	10	10	10	10	10
			95	111	-111	0	0	0	0	0	0
			190	101	-120	-10	-10	-10	-10	-10	-10
7	Piano 1	4-2	0	120	-101	10	10	10	10	10	10
			95	111	-111	0	0	0	0	0	0
			190	101	-120	-10	-10	-10	-10	-10	-10
8	Piano 1	3-4	0	13	10	10	10	10	10	10	10
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	-10	-13	-10	-10	-10	-10	-10	-10
9	Piano 1	1-1	0	93	-93	0	0	0	0	0	0
			183	93	-93	0	0	0	0	0	0
			365	93	-93	0	0	0	0	0	0
10	Piano 1	2-2	0	93	-93	0	0	0	0	0	0
			183	93	-93	0	0	0	0	0	0

			365	93	-93	0	0	0	0	0	0
11	Piano 1	3-3	0	93	-93	0	0	0	0	0	0
			183	93	-93	0	0	0	0	0	0
			365	93	-93	0	0	0	0	0	0
12	Piano 1	4-4	0	93	-93	0	0	0	0	0	0
			183	93	-93	0	0	0	0	0	0
			365	93	-93	0	0	0	0	0	0
13	Piano 2	2-1	0	13	10	10	10	10	10	10	10
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	-10	-13	-10	-10	-10	-10	-10	-10
14	Piano 2	1-3	0	102	-82	10	10	10	10	10	10
			95	92	-92	0	0	0	0	0	0
			190	82	-102	-10	-10	-10	-10	-10	-10
15	Piano 2	4-2	0	102	-82	10	10	10	10	10	10
			95	92	-92	0	0	0	0	0	0
			190	82	-102	-10	-10	-10	-10	-10	-10
16	Piano 2	3-4	0	13	10	10	10	10	10	10	10
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	-10	-13	-10	-10	-10	-10	-10	-10
17	Piano 2	1-1	0	45	-49	-2	-2	-2	-2	-2	-2
			140	45	-49	-2	-2	-2	-2	-2	-2
			280	45	-49	-2	-2	-2	-2	-2	-2
18	Piano 2	2-2	0	45	-49	-2	-2	-2	-2	-2	-2
			140	45	-49	-2	-2	-2	-2	-2	-2
			280	45	-49	-2	-2	-2	-2	-2	-2
19	Piano 2	3-3	0	49	-45	2	2	2	2	2	2
			140	49	-45	2	2	2	2	2	2
			280	49	-45	2	2	2	2	2	2
20	Piano 2	4-4	0	49	-45	2	2	2	2	2	2
			140	49	-45	2	2	2	2	2	2
			280	49	-45	2	2	2	2	2	2

4.1.6 Inviluppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Momento Flettente X-Y.

I dati seguenti riportano i valori del Momento Flettente X-Y relativamente alle aste che definiscono la struttura ed in modo particolare:

- Asta : numerazione interna dell’asta.
- X : distanza dal nodo iniziale misurata lungo l’asse dell’asta.
- Momento Flettente (M_{XY}) : valore del Momento Flettente X-Y nel punto considerato:
- Max : valore massimo (rispetto al sistema di riferimento globale) dell’involuppo.
- Min : valore minimo (rispetto al sistema di riferimento globale) dell’involuppo.
- Comb : combinazione di appartenenza del valore considerato nell’involuppo.

Tabella 7.I

Momento Flettente (M_{xy}) [daNm]											
				SLU		SLE					
						Caratteristiche		Frequenti		Quasi Permanenti	
Asta	Imp.	Fili	X [cm]	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
1	Fondazio ne	2-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
2	Fondazio ne	1-3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
3	Fondazio ne	4-2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
4	Fondazio ne	3-4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
5	Piano 1	2-1	0	1	-1	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	1	-1	0	0	0	0	0	0
6	Piano 1	1-3	0	1	-1	0	0	0	0	0	0

			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	1	-1	0	0	0	0	0	0
7	Piano 1	4-2	0	1	-1	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	1	-1	0	0	0	0	0	0
8	Piano 1	3-4	0	1	-1	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	1	-1	0	0	0	0	0	0
9	Piano 1	1-1	0	150	-150	0	0	0	0	0	0
			183	299	-299	0	0	0	0	0	0
			365	473	-473	0	0	0	0	0	0
10	Piano 1	2-2	0	150	-150	0	0	0	0	0	0
			183	299	-299	0	0	0	0	0	0
			365	473	-473	0	0	0	0	0	0
11	Piano 1	3-3	0	150	-150	0	0	0	0	0	0
			183	299	-299	0	0	0	0	0	0
			365	473	-473	0	0	0	0	0	0
12	Piano 1	4-4	0	150	-150	0	0	0	0	0	0
			183	299	-299	0	0	0	0	0	0
			365	473	-473	0	0	0	0	0	0
13	Piano 2	2-1	0	2	-2	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	2	-2	0	0	0	0	0	0
14	Piano 2	1-3	0	2	-2	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	2	-2	0	0	0	0	0	0
15	Piano 2	4-2	0	2	-2	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	2	-2	0	0	0	0	0	0
16	Piano 2	3-4	0	2	-2	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	2	-2	0	0	0	0	0	0
17	Piano 2	1-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			140	75	-75	0	0	0	0	0	0
			280	150	-150	0	0	0	0	0	0
18	Piano 2	2-2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			140	75	-75	0	0	0	0	0	0
			280	150	-150	0	0	0	0	0	0
19	Piano 2	3-3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			140	75	-75	0	0	0	0	0	0
			280	150	-150	0	0	0	0	0	0
20	Piano 2	4-4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			140	75	-75	0	0	0	0	0	0
			280	150	-150	0	0	0	0	0	0

4.1.7 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Taglio X-Y.

I dati seguenti riportano i valori del Taglio X-Y relativamente alle aste che definiscono la struttura ed in modo particolare:

- Asta : numerazione interna dell’asta.
- X : distanza dal nodo iniziale misurata lungo l’asse dell’asta.
- Taglio (T_{XY}) : valore del Taglio X-Y nel punto considerato:
- Max : valore massimo (rispetto al sistema di riferimento globale) dell’involuppo.
- Min : valore minimo (rispetto al sistema di riferimento globale) dell’involuppo.
- Comb : combinazione di appartenenza del valore considerato nell’involuppo.

Tabella 8.I

Taglio (Txy) [daN]											
				SLU		SLE					
						Caratteristiche		Frequenti		Quasi Permanenti	
Asta	Imp.	Fili	X [cm]	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
1	Fondazio ne	2-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
2	Fondazio ne	1-3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0

3	Fondazio ne	4-2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
4	Fondazio ne	3-4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			95	0	0	0	0	0	0	0	0
			190	0	0	0	0	0	0	0	0
5	Piano 1	2-1	0	1	-1	0	0	0	0	0	0
			95	1	-1	0	0	0	0	0	0
			190	1	-1	0	0	0	0	0	0
6	Piano 1	1-3	0	1	-1	0	0	0	0	0	0
			95	1	-1	0	0	0	0	0	0
			190	1	-1	0	0	0	0	0	0
7	Piano 1	4-2	0	1	-1	0	0	0	0	0	0
			95	1	-1	0	0	0	0	0	0
			190	1	-1	0	0	0	0	0	0
8	Piano 1	3-4	0	1	-1	0	0	0	0	0	0
			95	1	-1	0	0	0	0	0	0
			190	1	-1	0	0	0	0	0	0
9	Piano 1	1-1	0	97	-97	0	0	0	0	0	0
			183	97	-97	0	0	0	0	0	0
			365	97	-97	0	0	0	0	0	0
10	Piano 1	2-2	0	97	-97	0	0	0	0	0	0
			183	97	-97	0	0	0	0	0	0
			365	97	-97	0	0	0	0	0	0
11	Piano 1	3-3	0	97	-97	0	0	0	0	0	0
			183	97	-97	0	0	0	0	0	0
			365	97	-97	0	0	0	0	0	0
12	Piano 1	4-4	0	97	-97	0	0	0	0	0	0
			183	97	-97	0	0	0	0	0	0
			365	97	-97	0	0	0	0	0	0
13	Piano 2	2-1	0	2	-2	0	0	0	0	0	0
			95	2	-2	0	0	0	0	0	0
			190	2	-2	0	0	0	0	0	0
14	Piano 2	1-3	0	2	-2	0	0	0	0	0	0
			95	2	-2	0	0	0	0	0	0
			190	2	-2	0	0	0	0	0	0
15	Piano 2	4-2	0	2	-2	0	0	0	0	0	0
			95	2	-2	0	0	0	0	0	0
			190	2	-2	0	0	0	0	0	0
16	Piano 2	3-4	0	2	-2	0	0	0	0	0	0
			95	2	-2	0	0	0	0	0	0
			190	2	-2	0	0	0	0	0	0
17	Piano 2	1-1	0	54	-54	0	0	0	0	0	0
			140	54	-54	0	0	0	0	0	0
			280	54	-54	0	0	0	0	0	0
18	Piano 2	2-2	0	54	-54	0	0	0	0	0	0
			140	54	-54	0	0	0	0	0	0
			280	54	-54	0	0	0	0	0	0
19	Piano 2	3-3	0	54	-54	0	0	0	0	0	0
			140	54	-54	0	0	0	0	0	0
			280	54	-54	0	0	0	0	0	0
20	Piano 2	4-4	0	54	-54	0	0	0	0	0	0
			140	54	-54	0	0	0	0	0	0
			280	54	-54	0	0	0	0	0	0

4.1.8 Reazioni Vincolari.

I dati seguenti riportano i valori delle reazioni vincolari relative ai nodi che definiscono la struttura ed in modo particolare:

- Nodo : numerazione interna del nodo.
Reazioni: valore delle reazioni vincolari del nodo in ognuna delle sei direzioni:
Rx : forza reagente lungo X rispetto al sistema di riferimento globale.
Ry : forza reagente lungo Y rispetto al sistema di riferimento globale.
Rz : forza reagente lungo Z rispetto al sistema di riferimento globale.
Rfx : coppia reagente attorno all’asse X del sistema di riferimento globale.
Rfy : coppia reagente attorno all’asse Y del sistema di riferimento globale.
Rfz : coppia reagente attorno all’asse Z del sistema di riferimento globale.

Pos : valore positivo (rispetto al sistema di riferimento globale) dell'inviluppo.
Neg : valore negativo (rispetto al sistema di riferimento globale) dell'inviluppo.
Comb : combinazione di appartenenza del valore considerato nell'inviluppo.

4.1.8.1 Inviluppi SLU.

Tabella 9.I

STATO LIMITE ULTIMO - Fondazione A1							
		Reazioni Vincolari					
Nodi Vinc.		Rx [daN]	Ry [daN]	Rz [daN]	Rfx [daNm]	Rfy [daNm]	Rfz [daNm]
1	Max	25.01	20.69	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	-27.27	-22.72	0.00	0.00	0.00	0.00
2	Max	27.27	20.69	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	-25.01	-22.72	0.00	0.00	0.00	0.00
3	Max	25.01	22.72	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	-27.27	-20.69	0.00	0.00	0.00	0.00
4	Max	27.27	22.72	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	-25.01	-20.69	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella 9.II

STATO LIMITE ULTIMO - Fondazione A2							
		Reazioni Vincolari					
Nodi Vinc.		Rx [daN]	Ry [daN]	Rz [daN]	Rfx [daNm]	Rfy [daNm]	Rfz [daNm]
1	Max	25.01	20.69	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	-27.27	-22.72	0.00	0.00	0.00	0.00
2	Max	27.27	20.69	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	-25.01	-22.72	0.00	0.00	0.00	0.00
3	Max	25.01	22.72	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	-27.27	-20.69	0.00	0.00	0.00	0.00
4	Max	27.27	22.72	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	-25.01	-20.69	0.00	0.00	0.00	0.00

4.1.8.2 Inviluppi SLD.

Tabella 10.I

STATO LIMITE DI DANNO - Fondazione A1							
		Reazioni Vincolari					
Nodi Vinc.		Rx [daN]	Ry [daN]	Rz [daN]	Rfx [daNm]	Rfy [daNm]	Rfz [daNm]
1	Max	9.78	8.27	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	-12.04	-10.30	0.00	0.00	0.00	0.00
2	Max	12.04	8.27	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	-9.78	-10.30	0.00	0.00	0.00	0.00
3	Max	9.78	10.30	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	-12.04	-8.27	0.00	0.00	0.00	0.00
4	Max	12.04	10.30	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	-9.78	-8.27	0.00	0.00	0.00	0.00

4.1.8.3 Inviluppi SLE

Tabella 11.I

STATO LIMITE D'ESERCIZIO - Rare							
		Reazioni Vincolari					
Nodi Vinc.		Rx [daN]	Ry [daN]	Rz [daN]	Rfx [daNm]	Rfy [daNm]	Rfz [daNm]
1	Max	-1.14	-1.02	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	-1.14	-1.03	0.00	0.00	0.00	0.00
2	Max	1.14	-1.02	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	1.14	-1.03	0.00	0.00	0.00	0.00
3	Max	-1.14	1.03	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	-1.14	1.02	0.00	0.00	0.00	0.00
4	Max	1.14	1.03	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	1.14	1.02	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella 11.II

Stato Limite d'Esercizio - Frequenti							
		Reazioni Vincolari					
Nodi Vinc.		Rx [daN]	Ry [daN]	Rz [daN]	Rfx [daNm]	Rfy [daNm]	Rfz [daNm]
1	Max	-1.13	-1.02	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	-1.13	-1.02	0.00	0.00	0.00	0.00
2	Max	1.13	-1.02	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	1.13	-1.02	0.00	0.00	0.00	0.00
3	Max	-1.13	1.02	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	-1.13	1.02	0.00	0.00	0.00	0.00
4	Max	1.13	1.02	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	1.13	1.02	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella 11.III

Stato Limite d'Esercizio - Quasi Permanenti							
		Reazioni Vincolari					
Nodi Vinc.		Rx [daN]	Ry [daN]	Rz [daN]	Rfx [daNm]	Rfy [daNm]	Rfz [daNm]
1	Max	-1.13	-1.02	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	-1.13	-1.02	0.00	0.00	0.00	0.00
2	Max	1.13	-1.02	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	1.13	-1.02	0.00	0.00	0.00	0.00
3	Max	-1.13	1.02	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	-1.13	1.02	0.00	0.00	0.00	0.00
4	Max	1.13	1.02	0.00	0.00	0.00	0.00
	Min	1.13	1.02	0.00	0.00	0.00	0.00

4.2 Tensioni sul Terreno.

I dati seguenti riportano i valori delle tensioni esercitate dalla fondazione sul terreno.

- Asta/Piastra : numerazione interna dell’asta/piastra.
- X : distanza dal nodo iniziale misurata lungo l’asse dell’asta/piastra.
- Comb : combinazione di appartenenza del valore considerato nell’inviluppo.
- Tensioni (σ_T) : valore della tensione dovuta alla pressione dell’asta/piastra di fondazione:

Tabella 12.I

Tensioni Terreno									
				SLV	SLD	SLO	SLE		
				A1	A1		Caratt.	Freq.	Q. Perm.
Asta	Imp.	Fili	X [cm]	σ_t [daN/cm²]	σ_t [daN/cm²]	σ_t [daN/cm²]	σ_t [daN/cm²]	σ_t [daN/cm²]	σ_t [daN/cm²]
1	Fondazione	2-1	0.00	0.22(1) *	0.18(12) *	0.14(20) *	0.16(1) *	0.16(1) *	0.16(1) *
			95.00	0.22(1)	0.17(12)	0.14(20)	0.16(1) *	0.16(1) *	0.16(1) *
			190.00	0.22(1) *	0.18(12) *	0.14(20) *	0.16(1) *	0.16(1) *	0.16(1) *
2	Fondazione	1-3	0.00	0.22(1) *	0.18(11) *	0.14(17) *	0.16(1) *	0.16(1) *	0.16(1) *
			95.00	0.22(1)	0.17(11)	0.14(17)	0.16(1) *	0.16(1) *	0.16(1) *
			190.00	0.22(1) *	0.18(11) *	0.14(17) *	0.16(1) *	0.16(1) *	0.16(1) *
3	Fondazione	4-2	0.00	0.22(1) *	0.18(9) *	0.14(19) *	0.16(1) *	0.16(1) *	0.16(1) *
			95.00	0.22(1)	0.17(9)	0.14(19)	0.16(1) *	0.16(1) *	0.16(1) *
			190.00	0.22(1) *	0.18(9) *	0.14(19) *	0.16(1) *	0.16(1) *	0.16(1) *
4	Fondazione	3-4	0.00	0.22(1) *	0.18(6) *	0.14(14) *	0.16(1) *	0.16(1) *	0.16(1) *
			95.00	0.22(1)	0.17(6)	0.14(14)	0.16(1) *	0.16(1) *	0.16(1) *
			190.00	0.22(1) *	0.18(6) *	0.14(14) *	0.16(1) *	0.16(1) *	0.16(1) *

* valore massimo.

4.3 Verifiche Nodi.

4.3.1 Verifiche SLV - Verifica Nodo.

- Nodo : numerazione interna del nodo;
- Filo : filo fisso al quale appartiene il nodo considerato;
- D staffe : passo delle staffe;

Ø : diametro delle staffe;
S traz : coefficiente di sicurezza per integrità per fessurazione;
S comp : coefficiente di sicurezza per compressione puntone diagonale;
Esito : Esito della verifica : V = VERIFICATA;
: NV = NON VERIFICATA;

Tabella 13.I

Nodo	Imp.	Filo	D staffe [cm]	Ø [mm]	η	vd	VjbdX [daN]	S comp X	VjbdY [daN]	S comp Y	Esito comp	S traz	Esito traz
------	------	------	------------------	-----------	---	----	----------------	----------	----------------	----------	---------------	--------	---------------

4.4 Verifica Aste.

4.4.1 Verifiche Travi di Fondazione in C.A. .

Qui di seguito vengono riportate le tabelle riportanti i risultati delle verifiche relative alle travi di fondazione della struttura.

4.4.1.1 Verifiche SLV - Flessione Composta

Camp : campata alla quale appartengono le aste riportate;
Asta : numerazione interna dell’asta;
Imp. : impalcato al quale appartiene l’asta considerata;
Fili : fili fissi ai quali appartiene l’asta considerata;
Tipo Sez. : tipo di sezione dell’asta considerata;
εc2 : deformazione di contrazione del calcestruzzo al raggiungimento della massima tensione;
εcu2 : deformazione ultima di contrazione del calcestruzzo;
X : distanza dal nodo iniziale misurata lungo l’asse dell’asta
Cop : distanza tra la superficie esterna dell’armatura più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo;
A_{sup} : valore dell’area di armatura presente all’estradosso;
A_{inf} : valore dell’area di armatura presente all’intradosso;
A_{fl} : valore dell’area di armatura presente nella sezione;

Azioni Sollecitanti:

N_{Sd} : Sforzo Normale Sollecitante;
M_{SdXZ} : valore del Momento Flettente X-Z sollecitante di calcolo;
M_{SdXY} : valore del Momento Flettente X-Y sollecitante di calcolo;

εCl_s : deformazione massima del calcestruzzo compresso
εacc : deformazione massima dell’armatura tesa

Azioni Resistenti:

N_{Rd} : Sforzo Normale Resistente;
M_{RdXZ} : valore del Momento Flettente X-Z resistente di calcolo;
M_{RdXY} : valore del Momento Flettente X-Y resistente di calcolo;

C : campo di rottura
S : valore del coefficiente di sicurezza minimo della sezione;
Esito : Esito della verifica : V = VERIFICATA;
: NV = NON VERIFICATA;

Tabella 14.I

												Azioni Sollecitanti					Azioni Resistenti			C	S	Esito
Camp	Asta	Imp.	Fili	Tipo Sez.	εc2 [%]	εcu2 [%]	X [cm]	Cop [cm]	A _{sup} [cm²]	A _{inf} [cm²]	A _{fl} [cm²]	N _{Sd} [daN]	M _{SdXZ} [daNm]	M _{SdXY} [daNm]	εcl _s [%]	εacc [%]	N _{Rd} [daN]	M _{RdXZ} [daNm]	M _{RdXY} [daNm]			
9	1	Fondazione	2-1	1	2.00	3.50	0	2.5	13.85	13.85	33.80	0	-504	-	0.42	1.86	0	-44386	-	2	87.98	V
					2.00	3.50	21	2.5	13.85	13.85	33.80	0	-526	-	0.42	1.86	0	-44386	-	2	84.36	V
					2.00	3.50	190	2.5	13.85	13.85	33.80	0	-504	-	0.42	1.86	0	-44386	-	2	87.98	V
10	2	Fondazione	1-3	1	2.00	3.50	0	2.5	13.85	13.85	33.80	0	-303	-	0.42	1.86	0	-44386	-	2	146.41	V
					2.00	3.50	85	2.5	13.85	13.85	33.80	0	-439	-	0.42	1.86	0	-44386	-	2	101.22	V

					2.00	3.50	190	2.5	13.85	13.85	33.80	0	-303	-	0.42	1.86	0	-44386	-	2	146.4 1	V
11	3	Fondazi one	4-2	1	2.00	3.50	0	2.5	13.85	13.85	33.80	0	-303	-	0.42	1.86	0	-44386	-	2	146.4 1	V
					2.00	3.50	85	2.5	13.85	13.85	33.80	0	-439	-	0.42	1.86	0	-44386	-	2	101.2 2	V
					2.00	3.50	190	2.5	13.85	13.85	33.80	0	-303	-	0.42	1.86	0	-44386	-	2	146.4 1	V
12	4	Fondazi one	3-4	1	2.00	3.50	0	2.5	13.85	13.85	33.80	0	-504	-	0.42	1.86	0	-44386	-	2	87.98	V
					2.00	3.50	21	2.5	13.85	13.85	33.80	0	-526	-	0.42	1.86	0	-44386	-	2	84.36	V
					2.00	3.50	190	2.5	13.85	13.85	33.80	0	-504	-	0.42	1.86	0	-44386	-	2	87.98	V

4.4.1.2 Verifiche SLV - Taglio

- Camp. : campata alla quale appartengono le aste riportate;
Asta : numerazione interna dell'asta;
Imp. : impalcato al quale appartiene l'asta considerata;
Fili : fili fissi ai quali appartiene l'asta considerata;
Tipo Sez. : tipo di sezione dell'asta considerata;
Cop. : distanza tra la superficie esterna dell'armatura più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo;
Blocco : Ini : tratto (iniziale) nel quale le staffe vengono mantenute costanti;
Med : tratto (mediano) nel quale le staffe vengono mantenute costanti;
Fin : tratto (finale) nel quale le staffe vengono mantenute costanti;
cot(θ) : cotangente dell'angolo θ;
ASag : area del singolo sagomato;
- Tagli Sollecitanti:
VSdXZ : valore del Taglio X-Z sollecitante di calcolo;
VSdXY : valore del Taglio X-Y sollecitante di calcolo;
Valore massimo del taglio calcolato analizzando la struttura con lo spettro elastico.
- Tagli Resistenti:
VRdXZ : valore del Taglio X-Z resistente di calcolo;
VRdXY : valore del Taglio X-Y resistente di calcolo;
- φ : diametro della staffa;
Nbr : numero di bracci di cui è composta la staffa;
DStaffe : interasse tra le staffe;
LTR : lunghezza dei tratti per cui si ha Dstaffe;
SXY : coefficiente di sicurezza relativo a VSdXY
SXZ : coefficiente di sicurezza relativo a VSdXZ
Esito : Esito della verifica : V = VERIFICATA;
: NV = NON VERIFICATA;
: NV_min = Minimi di normativa non rispettati;

Tabella 15.I

									Tagli Sollecitanti		Tagli Resistenti								
Camp.	Asta	Imp.	Fili	Tipo Sez.	Cop. [cm]	Blocco	cot(θ)	ASag [cm²]	V _{SdXY} [daN]	V _{SdXZ} [daN]	V _{Rdxy} [daN]	V _{Rdsz} [daN]	φ [mm]	Nbr	D _{Staffe} [cm]	L _{tr} [cm]	S _{XY}	S _{XZ}	Esito
9	1	Fondazio ne	2-1	1	2.5	Ini	2.5	0.00	0	1064	-	58553	8	2	13	170	-	55.03	V
10	2	Fondazio ne	1-3	1	2.5	Ini	2.5	0.00	0	943	-	58553	8	2	13	171	-	62.11	V
11	3	Fondazio ne	4-2	1	2.5	Ini	2.5	0.00	0	943	-	58553	8	2	13	171	-	62.11	V
12	4	Fondazio ne	3-4	1	2.5	Ini	2.5	0.00	0	1064	-	58553	8	2	13	170	-	55.03	V

4.4.1.2.1 Verifiche SLD - Flessione Composta.

- Camp : campata alla quale appartengono le aste riportate;
Asta : numerazione interna dell'asta;
Imp. : impalcato al quale appartiene l'asta considerata;
Fili : fili fissi ai quali appartiene l'asta considerata;
Tipo Sez. : tipo di sezione dell'asta considerata;

X : distanza dal nodo iniziale misurata lungo l'asse dell'asta

Azioni Sollecitanti:

- N_{Sd} : Sforzo Normale Sollecitante;
- M_{SdXZ} : valore del Momento Flettente X-Z sollecitante di calcolo;
- M_{SdXY} : valore del Momento Flettente X-Y sollecitante di calcolo;

Azioni Resistenti:

- N_{Rd} : Sforzo Normale Resistente;
- M_{RdXZ} : valore del Momento Flettente X-Z resistente di calcolo;
- M_{RdXY} : valore del Momento Flettente X-Y resistente di calcolo;

S : valore del coefficiente di sicurezza minimo della sezione;

Esito : Esito della verifica : V = VERIFICATA;
: NV = NON VERIFICATA;

Vedi tabella 16.I

						Azioni Sollecitanti			Azioni Resistenti				
Camp	Asta	Imp.	Fili	Tipo Sez.	X [cm]	N _{Sd} [daN]	M _{SdXZ} [daNm]	M _{SdXY} [daNm]	N _{Rd} [daN]	M _{RdXZ} [daNm]	M _{RdXY} [daNm]	S	Esito
9	1	F	2-1	1	0	0	-242	-	-1	-51595	-	212.77	V
					21	0	-311	-	-1	-51595	-	166.06	V
					190	0	-242	-	-1	-51595	-	212.77	V
10	2	F	1-3	1	0	0	-161	-	-1	-51595	-	321.03	V
					85	0	-350	-	-1	-51595	-	147.54	V
					190	0	-161	-	-1	-51595	-	321.03	V
11	3	F	4-2	1	0	0	-161	-	-1	-51595	-	321.03	V
					85	0	-350	-	-1	-51595	-	147.54	V
					190	0	-161	-	-1	-51595	-	321.03	V
12	4	F	3-4	1	0	0	-242	-	-1	-51595	-	212.77	V
					21	0	-311	-	-1	-51595	-	166.06	V
					190	0	-242	-	-1	-51595	-	212.77	V

4.4.1.3 Verifiche SLD - Taglio

Tabella 17.I

- Camp : campata alla quale appartengono le aste riportate;
- Asta : numerazione interna dell'asta;
- Imp. : impalcato al quale appartiene l'asta considerata;
- Fili : fili fissi ai quali appartiene l'asta considerata;
- Tipo Sez. : tipo di sezione dell'asta considerata;
- Cop : distanza tra la superficie esterna dell'armatura più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo;
- Blocco : Ini : tratto (iniziale) nel quale le staffe vengono mantenute costanti;
Med : tratto (mediano) nel quale le staffe vengono mantenute costanti;
Fin : tratto (finale) nel quale le staffe vengono mantenute costanti;
- cot(θ) : cotangente dell'angolo θ;
- A_{Sag} : area del singolo sagomato;

Tagli Sollecitanti:

- V_{SdXY} : valore del Taglio X-Y sollecitante di calcolo;
- V_{SdXZ} : valore del Taglio X-Z sollecitante di calcolo;

Tagli Resistenti:

- V_{RdXZ} : valore del Taglio X-Z resistente di calcolo;
- V_{RdXY} : valore del Taglio X-Y resistente di calcolo;

- φ : diametro della staffa;
- N_{br} : numero di bracci di cui è composta la staffa;
- D_{Staffe} : interasse tra le staffe;
- L_{TR} : lunghezza dei tratti per cui si ha D_{Staffe};
- S_{XY} : coefficiente di sicurezza relativo a V_{SdXY}
- S_{XZ} : coefficiente di sicurezza relativo a V_{SdXZ}
- Esito : Esito della verifica : V = VERIFICATA;
: NV = NON VERIFICATA;
: NV_min = Minimi di normativa non rispettati;

Tabella 17.I

Camp	Asta	Imp.	Fili	Tipo Sez.	Cop [cm]	Blocco	cot(θ)	ASag [cm²]	Tagli Sollecitanti		Tagli Resistenti								
									VsdXY [daN]	VsdXZ [daN]	Vrdxy [daN]	Vrdxz [daN]	φ [mm]	Nbr	DStaffe [cm]	Ltr [cm]	Sxy	Sxz	Esito
9	1	Fondazione	2-1	1	2.5	Ini	2.50	0.00	0	760	-	38543	8	2	13	170	-	88.65	V
10	2	Fondazione	1-3	1	2.5	Ini	2.50	0.00	0	711	-	38526	8	2	13	171	-	94.74	V
11	3	Fondazione	4-2	1	2.5	Ini	2.50	0.00	0	711	-	38526	8	2	13	171	-	94.74	V
12	4	Fondazione	3-4	1	2.5	Ini	2.50	0.00	0	760	-	38543	8	2	13	170	-	88.65	V

4.4.1.4 Verifiche SLE - Stato Tensionale.

- Camp : campata alla quale appartengono le aste riportate;
- Asta : numerazione interna dell’asta;
- Imp. : impalcato al quale appartiene l’asta considerata;
- Fili : fili fissi ai quali appartiene l’asta considerata;
- Tipo Sez. : tipo di sezione dell’asta considerata;
- Cop : distanza tra la superficie esterna dell’armatura più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo;
- Comb : tipo di combinazione a cui la verifica è riferita;
- X : distanza dal nodo iniziale misurata lungo l’asse dell’asta;

Azioni Sollecitanti:

- Nsd : Sforzo Normale Sollecitante;
- MsdXZ : valore del Momento Flettente X-Z sollecitante di calcolo;
- MsdXY : valore del Momento Flettente X-Y sollecitante di calcolo;

Tensioni:

- σc : tensioni d’esercizio del calcestruzzo;
- σs : tensioni d’esercizio dell’acciaio;

Tensioni Limite:

- σc,lim : Tensioni limite del calcestruzzo;
- σs,lim : Tensioni limite dell’acciaio;

- S : valore del coefficiente di sicurezza minimo della sezione;
- Esito : Esito della verifica : V = VERIFICATA;
: NV = NON VERIFICATA;

Tabella 18.I

								Azioni Sollecitanti			Tensioni		Tensioni Limite			
Camp	Asta	Imp.	Fili	Tipo Sez.	Cop [cm]	Comb	X [cm]	Nsd [daN]	Msdxz [daNm]	Msdxy [daNm]	σc [daN/cm²]	σs [daN/cm²]	σc,lim [daN/cm²]	σs,lim [daN/cm²]	S	Esito
9	1	Fondazione	2-1	1	2.5	Caratt.	0	0	-57	-	0.07	-5.01	150.00	3600.00	717.92	V
							21	0	-158	-	0.20	-13.87	150.00	3600.00	259.58	V
							190	0	-57	-	0.07	-5.01	150.00	3600.00	717.92	V
						Q.Perm	0	0	-57	-	0.07	-5.01	112.50	3600.00	717.92	V
							21	0	-158	-	0.20	-13.87	112.50	3600.00	259.58	V
							190	0	-57	-	0.07	-5.01	112.50	3600.00	717.92	V
10	2	Fondazione	1-3	1	2.5	Caratt.	0	0	-54	-	0.07	-4.76	150.00	3600.00	756.80	V
							85	0	-287	-	0.37	-25.22	150.00	3600.00	142.75	V
							190	0	-54	-	0.07	-4.76	150.00	3600.00	756.80	V
						Q.Perm	0	0	-54	-	0.07	-4.76	112.50	3600.00	756.80	V
							85	0	-287	-	0.37	-25.22	112.50	3600.00	142.75	V
							190	0	-54	-	0.07	-4.76	112.50	3600.00	756.80	V
11	3	Fondazione	4-2	1	2.5	Caratt.	0	0	-54	-	0.07	-4.76	150.00	3600.00	756.80	V
							85	0	-287	-	0.37	-25.22	150.00	3600.00	142.75	V
							190	0	-54	-	0.07	-4.76	150.00	3600.00	756.80	V
						Q.Perm	0	0	-54	-	0.07	-4.76	112.50	3600.00	756.80	V
							85	0	-287	-	0.37	-25.22	112.50	3600.00	142.75	V
							190	0	-54	-	0.07	-4.76	112.50	3600.00	756.80	V

12	4	Fondazione	3-4	1	2.5	Caratt.	0	0	-57	-	0.07	-5.01	150.00	3600.00	717.9 2	V
							21	0	-158	-	0.20	-13.87	150.00	3600.00	259.5 8	V
							190	0	-57	-	0.07	-5.01	150.00	3600.00	717.9 2	V
						Q.Perm	0	0	-57	-	0.07	-5.01	112.50	3600.00	717.9 2	V
							21	0	-158	-	0.20	-13.87	112.50	3600.00	259.5 8	V
							190	0	-57	-	0.07	-5.01	112.50	3600.00	717.9 2	V

4.4.1.5 Verifiche SLE - Fessurazione.

Camp : campata alla quale appartengono le aste riportate;
Asta : numerazione interna dell’asta;
Imp. : impalcato al quale appartiene l’asta considerata;
Fili : fili fissi ai quali appartiene l’asta considerata;
Tipo Sez. : tipo di sezione dell’asta considerata;
Cop : distanza tra la superficie esterna dell’armatura più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo;
Comb : tipo di combinazione a cui la verifica è riferita;
X : distanza dal nodo iniziale misurata lungo l’asse dell’asta;

Sollecitazione : M_{XZ} : valore del Momento Flettente X-Z sollecitante di calcolo;
Fessura di calcolo: W_k : valore dell’apertura della fessura calcolata;
Fessura max : $W_{k,max}$: valore della massima apertura ammissibile delle fessure;

Esito : Esito della verifica : V = VERIFICATA;
: NV = NON VERIFICATA;

Tabella 19.I

							190	Soll.	Fess. di calc.	Fessura max		
Camp	Asta	Imp.	Fili	Tipo Sez.	Cop [cm]	Comb	X [cm]	M_{XZ} [daNm]	W_k [mm]	$W_{k,max}$ [mm]	S	Esito
9	1	Fondazio ne	2-1	1	2.5	Freq	0	-57	0.00	0.40	-	V
							21	-158	0.00	0.40	-	V
							190	-57	0.00	0.40	-	V
						Q.Perm	0	-57	0.00	0.30	-	V
							21	-158	0.00	0.30	-	V
							190	-57	0.00	0.30	-	V
10	2	Fondazio ne	1-3	1	2.5	Freq	0	-54	0.00	0.40	-	V
							85	-287	0.00	0.40	-	V
							190	-54	0.00	0.40	-	V
						Q.Perm	0	-54	0.00	0.30	-	V
							85	-287	0.00	0.30	-	V
							190	-54	0.00	0.30	-	V
11	3	Fondazio ne	4-2	1	2.5	Freq	0	-54	0.00	0.40	-	V
							85	-287	0.00	0.40	-	V
							190	-54	0.00	0.40	-	V
						Q.Perm	0	-54	0.00	0.30	-	V
							85	-287	0.00	0.30	-	V
							190	-54	0.00	0.30	-	V
12	4	Fondazio ne	3-4	1	2.5	Freq	0	-57	0.00	0.40	-	V
							21	-158	0.00	0.40	-	V
							190	-57	0.00	0.40	-	V
						Q.Perm	0	-57	0.00	0.30	-	V
							21	-158	0.00	0.30	-	V
							190	-57	0.00	0.30	-	V

4.4.2 Aste in Acciaio.

4.4.2.1 Verifiche Generiche.

Dati 20.I

Pilastro - IMP. : Piano 1 - Filo 1 - [Asta 9] : HEA200

Sezione HEA200. Acciaio Acciaio1
-ESITO VERIFICHE POSITIVO-

VERIFICHE DI RESISTENZA. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.
Comb 8 [SLV] [IN]	7	-1286	-97	-34	-100	473	0	NO

TIPO VERIFICA : PRESSOFLESSIONE
Classe sezione : 1
· Resistenza assiale plastica : 120502.9 daN
· Mom. res. plastico Y (A.P.I.) : 9614.1 daNm
· Mom. res. plastico Z (A.P.I.) : 4561.9 daNm
· Fattore di sicurezza : **8.010**

VERIFICA DI STABILITA' A COMPRESSIONE. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.
Comb 1 [SLV] [LT]	7	-1756	0	0	1	1	0	NO

PIANO A.P.I. XY.

· Beta β : 0.7
· Lungh. libera inflessione l_0 : 2555.0 mm
· Snellezza λ : 51.3
· Capacità portante $N_{b,Rd}$: 984.2 KN
· Fattore di sicurezza : **56.06**

PIANO A.P.I. XZ.

· Beta β : 0.7
· Lungh. libera inflessione l_0 : 2555.0 mm
· Snellezza λ : 30.9
· Capacità portante $N_{b,Rd}$: 1149.1 KN
· Fattore di sicurezza : **65.450**

VERIFICA DI STABILITA' DEI PANNELLI.
D.M.17/01/2018 - §4.2.4.1.3.4

Tratto Critico N°. : 1 [Sez.In. 1 - Sez.Fin. 7]
Pannello Critico N. : 1
Pannello Critico : NON IRRIGIDITO.)
Larghezza Pannello : 3650 mm
Pannello Irrigidito - Altezza h_w : 190 mm
Pannello Individuale Critico - Altezza h_w : 190 mm
 t : 6.5 mm
Trattandosi, nel caso specifico, di pannello NON irrigidito il rapporto
 h_w/t : 29.2

risulta minore del rapporto
 $72\varepsilon/\eta$: 60

E dunque il pannello non deve essere sottoposto a verifica.

Pilastro - IMP. : Piano 2 - Filo 1 - [Asta 17] : HEA200

Sezione HEA200. Acciaio Acciaio1
-ESITO VERIFICHE POSITIVO-

VERIFICHE DI RESISTENZA. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.

Comb 8 [SLV] [IN]	7	-1072	-54	-19	-18	150	0	NO
-------------------	---	-------	-----	-----	-----	-----	---	----

TIPO VERIFICA : PRESSOFLESSIONE
Classe sezione : 1
· Resistenza assiale plastica : 120502.9 daN
· Mom. res. plastico Y (A.P.I.) : 9614.1 daNm
· Mom. res. plastico Z (A.P.I.) : 4561.9 daNm
· Fattore di sicurezza : **22.858**

VERIFICA DI STABILITA' A COMPRESSIONE. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.
Comb 1 [SLV] [LT]	7	-1529	0	-3	-3	0	0	NO

PIANO A.P.I. XY.

· Beta β : 0.7
· Lungh. libera inflessione l_0 : 1960.0 mm
· Snellezza λ : 39.4
· Capacità portante $N_{b,Rd}$: 1069.1 KN
· Fattore di sicurezza : **69.90**

PIANO A.P.I. XZ.

· Beta β : 0.7
· Lungh. libera inflessione l_0 : 1960.0 mm
· Snellezza λ : 23.7
· Capacità portante $N_{b,Rd}$: 1182.7 KN
· Fattore di sicurezza : **77.329**

VERIFICA DI STABILITA' DEI PANNELLI.

D.M.17/01/2018 - §4.2.4.1.3.4

Tratto Critico N°. : 1 [Sez.In. 1 - Sez.Fin. 7]
Pannello Critico N. : 1
Pannello Critico : NON IRRIGIDITO.)
Larghezza Pannello : 2800 mm
Pannello Irrigidito - Altezza h_w : 190 mm
Pannello Individuale Critico - Altezza h_w : 190 mm
 t : 6.5 mm
Trattandosi, nel caso specifico, di pannello NON irrigidito il rapporto
 h_w/t : 29.2

risulta minore del rapporto
 $72\varepsilon/\eta$: 60

E dunque il pannello non deve essere sottoposto a verifica.

Pilastro - IMP. : Piano 1 - Filo 2 - [Asta 10] : HEA200

Sezione HEA200. Acciaio Acciaio1
-ESITO VERIFICHE POSITIVO-

VERIFICHE DI RESISTENZA. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.
Comb 13 [SLV] [IN]	7	-1286	97	-34	-100	-473	0	NO

TIPO VERIFICA : PRESSOFLESSIONE
Classe sezione : 1
· Resistenza assiale plastica : 120502.9 daN
· Mom. res. plastico Y (A.P.I.) : 9614.1 daNm
· Mom. res. plastico Z (A.P.I.) : 4561.9 daNm
· Fattore di sicurezza : **8.010**

VERIFICA DI STABILITA' A COMPRESSIONE. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.
Comb 1 [SLV] [LT]	7	-1756	0	0	1	-1	0	NO

PIANO A.P.I. XY.				PIANO A.P.I. XZ.			
· Beta β	:	0.7		· Beta β	:	0.7	
· Lungh. libera inflessione l_0	:	2555.0 mm		· Lungh. libera inflessione l_0	:	2555.0 mm	
· Snellezza λ	:	51.3		· Snellezza λ	:	30.9	
· Capacità portante $N_{b,Rd}$:	984.2 KN		· Capacità portante $N_{b,Rd}$:	1149.1 KN	
· Fattore di sicurezza	:	56.06		· Fattore di sicurezza	:	65.450	

VERIFICA DI STABILITA' DEI PANNELLI.
D.M.17/01/2018 - §4.2.4.1.3.4

Tratto Critico N°.	:	1 [Sez.In. 1 - Sez.Fin. 7]
Pannello Critico N.	:	1
Pannello Critico	:	NON IRRIGIDITO.)
Larghezza Pannello	:	3650 mm
Pannello Irrigidito - Altezza h_w	:	190 mm
Pannello Individuale Critico - Altezza h_w	:	190 mm
t	:	6.5 mm
Trattandosi, nel caso specifico, di pannello NON irrigidito il rapporto h_w/t	:	29.2
risulta minore del rapporto $72\varepsilon/\eta$:	60

E dunque il pannello non deve essere sottoposto a verifica.

Pilastro - IMP. : Piano 2 - Filo 2 - [Asta 18] : HEA200

Sezione HEA200. Acciaio Acciaio1
-ESITO VERIFICHE POSITIVO-

VERIFICHE DI RESISTENZA. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.
Comb 13 [SLV] [IN]	7	-1072	54	-19	-18	-150	0	NO

TIPO VERIFICA	:	PRESSOFLESSIONE
Classe sezione	:	1
· Resistenza assiale plastica	:	120502.9 daN
· Mom. res. plastico Y (A.P.I.)	:	9614.1 daNm
· Mom. res. plastico Z (A.P.I.)	:	4561.9 daNm
· Fattore di sicurezza	:	22.858

VERIFICA DI STABILITA' A COMPRESSIONE. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.
Comb 1 [SLV] [LT]	7	-1529	0	-3	-3	0	0	NO

PIANO A.P.I. XY.				PIANO A.P.I. XZ.			
· Beta β	:	0.7		· Beta β	:	0.7	
· Lungh. libera inflessione l_0	:	1960.0 mm		· Lungh. libera inflessione l_0	:	1960.0 mm	
· Snellezza λ	:	39.4		· Snellezza λ	:	23.7	
· Capacità portante $N_{b,Rd}$:	1069.1 KN		· Capacità portante $N_{b,Rd}$:	1182.7 KN	
· Fattore di sicurezza	:	69.90		· Fattore di sicurezza	:	77.329	

VERIFICA DI STABILITA' DEI PANNELLI.

D.M.17/01/2018 - §4.2.4.1.3.4

Tratto Critico N°. : 1 [Sez.In. 1 - Sez.Fin. 7]
Pannello Critico N. : 1
Pannello Critico : NON IRRIGIDITO.)
Larghezza Pannello : 2800 mm
Pannello Irrigidito - Altezza h_w : 190 mm
Pannello Individuale Critico - Altezza h_w : 190 mm
t : 6.5 mm
Trattandosi, nel caso specifico, di pannello NON irrigidito il rapporto
h_w/t : 29.2

risulta minore del rapporto
72ε/η : 60

E dunque il pannello non deve essere sottoposto a verifica.

Pilastro - IMP. : Piano 1 - Filo 3 - [Asta 11] : HEA200

Sezione HEA200. Acciaio Acciaio1
-ESITO VERIFICHE POSITIVO-

VERIFICHE DI RESISTENZA. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.
Comb 7 [SLV] [IN]	7	-1286	-97	34	100	473	0	NO

TIPO VERIFICA : PRESSOFLESSIONE
Classe sezione : 1
· Resistenza assiale plastica : 120502.9 daN
· Mom. res. plastico Y (A.P.I.) : 9614.1 daNm
· Mom. res. plastico Z (A.P.I.) : 4561.9 daNm
· Fattore di sicurezza : **8.010**

VERIFICA DI STABILITA' A COMPRESSIONE. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.
Comb 1 [SLV] [LT]	7	-1756	0	0	-1	1	0	NO

PIANO A.P.I. XY.

· Beta β : 0.7
· Lungh. libera inflessione l_o : 2555.0 mm
· Snellezza λ : 51.3
· Capacità portante N_{b,Rd} : 984.2 KN
· Fattore di sicurezza : **56.06**

PIANO A.P.I. XZ.

· Beta β : 0.7
· Lungh. libera inflessione l_o : 2555.0 mm
· Snellezza λ : 30.9
· Capacità portante N_{b,Rd} : 1149.1 KN
· Fattore di sicurezza : **65.450**

VERIFICA DI STABILITA' DEI PANNELLI.

D.M.17/01/2018 - §4.2.4.1.3.4

Tratto Critico N°. : 1 [Sez.In. 1 - Sez.Fin. 7]
Pannello Critico N. : 1
Pannello Critico : NON IRRIGIDITO.)
Larghezza Pannello : 3650 mm
Pannello Irrigidito - Altezza h_w : 190 mm
Pannello Individuale Critico - Altezza h_w : 190 mm
t : 6.5 mm
Trattandosi, nel caso specifico, di pannello NON irrigidito il rapporto
h_w/t : 29.2

risulta minore del rapporto
 $72\varepsilon/\eta$: 60

E dunque il pannello non deve essere sottoposto a verifica.

Pilastro - IMP. : Piano 2 - Filo 3 - [Asta 19] : HEA200

Sezione HEA200. Acciaio Acciaio1
-ESITO VERIFICHE POSITIVO-

VERIFICHE DI RESISTENZA. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.
Comb 7 [SLV] [IN]	7	-1072	-54	19	18	150	0	NO

TIPO VERIFICA : PRESSOFLESSIONE
Classe sezione : 1
· Resistenza assiale plastica : 120502.9 daN
· Mom. res. plastico Y (A.P.I.) : 9614.1 daNm
· Mom. res. plastico Z (A.P.I.) : 4561.9 daNm
· Fattore di sicurezza : **22.858**

VERIFICA DI STABILITA' A COMPRESSIONE. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.
Comb 1 [SLV] [LT]	7	-1529	0	3	3	0	0	NO

PIANO A.P.I. XY.

· Beta β : 0.7
· Lungh. libera inflessione l_0 : 1960.0 mm
· Snellezza λ : 39.4
· Capacità portante $N_{b,Rd}$: 1069.1 KN
· Fattore di sicurezza : **69.90**

PIANO A.P.I. XZ.

· Beta β : 0.7
· Lungh. libera inflessione l_0 : 1960.0 mm
· Snellezza λ : 23.7
· Capacità portante $N_{b,Rd}$: 1182.7 KN
· Fattore di sicurezza : **77.329**

VERIFICA DI STABILITA' DEI PANNELLI.

D.M.17/01/2018 - §4.2.4.1.3.4

Tratto Critico N°. : 1 [Sez.In. 1 - Sez.Fin. 7]
Pannello Critico N. : 1
Pannello Critico : NON IRRIGIDITO.)
Larghezza Pannello : 2800 mm
Pannello Irrigidito - Altezza h_w : 190 mm
Pannello Individuale Critico - Altezza h_w : 190 mm
 t : 6.5 mm
Trattandosi, nel caso specifico, di pannello NON irrigidito il rapporto
 h_w/t : 29.2

risulta minore del rapporto
 $72\varepsilon/\eta$: 60

E dunque il pannello non deve essere sottoposto a verifica.

Pilastro - IMP. : Piano 1 - Filo 4 - [Asta 12] : HEA200

Sezione HEA200. Acciaio Acciaio1
-ESITO VERIFICHE POSITIVO-

VERIFICHE DI RESISTENZA. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.
Comb 10 [SLV] [IN]	7	-1286	97	34	100	-473	0	NO

TIPO VERIFICA : PRESSOFLESSIONE
Classe sezione : 1
· Resistenza assiale plastica : 120502.9 daN
· Mom. res. plastico Y (A.P.I.) : 9614.1 daNm
· Mom. res. plastico Z (A.P.I.) : 4561.9 daNm
· Fattore di sicurezza : **8.010**

VERIFICA DI STABILITA' A COMPRESSIONE. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.
Comb 1 [SLV] [LT]	7	-1756	0	0	-1	-1	0	NO

PIANO A.P.I. XY.

· Beta β : 0.7
· Lungh. libera inflessione l_0 : 2555.0 mm
· Snellezza λ : 51.3
· Capacità portante $N_{b,Rd}$: 984.2 KN
· Fattore di sicurezza : **56.06**

PIANO A.P.I. XZ.

· Beta β : 0.7
· Lungh. libera inflessione l_0 : 2555.0 mm
· Snellezza λ : 30.9
· Capacità portante $N_{b,Rd}$: 1149.1 KN
· Fattore di sicurezza : **65.450**

VERIFICA DI STABILITA' DEI PANNELLI.

D.M.17/01/2018 - §4.2.4.1.3.4

Tratto Critico N°. : 1 [Sez.In. 1 - Sez.Fin. 7]
Pannello Critico N. : 1
Pannello Critico : NON IRRIGIDITO.)
Larghezza Pannello : 3650 mm
Pannello Irrigidito - Altezza h_w : 190 mm
Pannello Individuale Critico - Altezza h_w : 190 mm
 t : 6.5 mm
Trattandosi, nel caso specifico, di pannello NON irrigidito il rapporto
 h_w/t : 29.2

risulta minore del rapporto
 $72\varepsilon/\eta$: 60

E dunque il pannello non deve essere sottoposto a verifica.

Pilastro - IMP. : Piano 2 - Filo 4 - [Asta 20] : HEA200

Sezione HEA200. Acciaio Acciaio1
-ESITO VERIFICHE POSITIVO-

VERIFICHE DI RESISTENZA. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.
Comb 10 [SLV] [IN]	7	-1072	54	19	18	-150	0	NO

TIPO VERIFICA : PRESSOFLESSIONE
Classe sezione : 1
· Resistenza assiale plastica : 120502.9 daN
· Mom. res. plastico Y (A.P.I.) : 9614.1 daNm
· Mom. res. plastico Z (A.P.I.) : 4561.9 daNm
· Fattore di sicurezza : **22.858**

VERIFICA DI STABILITA' A COMPRESSIONE. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.
Comb 1 [SLV] [LT]	7	-1529	0	3	3	0	0	NO

PIANO A.P.I. XY.			PIANO A.P.I. XZ.		
· Beta β	:	0.7	· Beta β	:	0.7
· Lungh. libera inflessione l_0	:	1960.0 mm	· Lungh. libera inflessione l_0	:	1960.0 mm
· Snellezza λ	:	39.4	· Snellezza λ	:	23.7
· Capacità portante $N_{b,Rd}$:	1069.1 KN	· Capacità portante $N_{b,Rd}$:	1182.7 KN
· Fattore di sicurezza	:	69.90	· Fattore di sicurezza	:	77.329

VERIFICA DI STABILITA' DEI PANNELLI.
D.M.17/01/2018 - §4.2.4.1.3.4

Tratto Critico N°.	:	1 [Sez.In. 1 - Sez.Fin. 7]
Pannello Critico N.	:	1
Pannello Critico	:	NON IRRIGIDITO.)
Larghezza Pannello	:	2800 mm
Pannello Irrigidito - Altezza h_w	:	190 mm
Pannello Individuale Critico - Altezza h_w	:	190 mm
t	:	6.5 mm
Trattandosi, nel caso specifico, di pannello NON irrigidito il rapporto h_w/t	:	29.2
risulta minore del rapporto $72\varepsilon/\eta$:	60

E dunque il pannello non deve essere sottoposto a verifica.

Trave - IMP. : Piano 1 - Fili 2, 1 - [Asta 5] : IPE120

Sezione IPE120. Acciaio Acciaio1
-ESITO VERIFICHE POSITIVO-

VERIFICHE DI RESISTENZA. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.
Comb 1 [SLV] [LT]	1	0	0	13	0	0	0	NO

TIPO VERIFICA	:	TAGLIO
Piano XY		
· Azione di progetto (V_{sd})	:	0.0 daN
· Resistenza di progetto ($V_{pl,Rd}$)	:	10420.0 daN
Piano XZ		
· Azione di progetto (V_{sd})	:	12.8 daN
· Resistenza di progetto ($V_{pl,Rd}$)	:	6822.6 daN
fattore di sicurezza	:	532.664

VERIFICA DI STABILITA' A COMPRESSIONE. (ESITO POSITIVO)

L'asta in oggetto non risulta interessata da azioni esterne destabilizzanti di rilievo a carico di punta.

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'. (ESITO POSITIVO)

L'asta in oggetto non risulta interessata da azioni esterne capaci di innescare fenomeni deformativi di rilievo.

VERIFICA DI STABILITA' DEI PANNELLI.

D.M.17/01/2018 - §4.2.4.1.3.4

Tratto Critico N°. : 1 [Sez.In. 1 - Sez.Fin. 7]
Pannello Critico N. : 1
Pannello Critico : NON IRRIGIDITO.)
Larghezza Pannello : 1900 mm
Pannello Irrigidito - Altezza h_w : 120 mm
Pannello Individuale Critico - Altezza h_w : 120 mm
 t : 4.4 mm
Trattandosi, nel caso specifico, di pannello NON irrigidito il rapporto
 h_w/t : 27.3

risulta minore del rapporto
 $72\varepsilon/\eta$: 60

E dunque il pannello non deve essere sottoposto a verifica.

Trave - IMP. : Piano 1 - Fili 1, 3 - [Asta 6] : IPE120

Sezione IPE120. Acciaio Acciaio1
-ESITO VERIFICHE POSITIVO-

VERIFICHE DI RESISTENZA. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.
Comb 18 [SLV] [IN]	1	2	-1	120	-108	-1	0	NO

TIPO VERIFICA : PRESSOFLESSIONE
Classe sezione : 1
· Resistenza assiale plastica : 29569.3 daN
· Mom. res. plastico Y (A.P.I.) : 1359.3 daNm
· Mom. res. plastico Z (A.P.I.) : 304.0 daNm
· Fattore di sicurezza : **12.292**

VERIFICA DI STABILITA' A COMPRESSIONE. (ESITO POSITIVO)

L'asta in oggetto non risulta interessata da azioni esterne destabilizzanti di rilievo a carico di punta.

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'. (ESITO POSITIVO)

L'asta in oggetto non risulta interessata da azioni esterne capaci di innescare fenomeni deformativi di rilievo.

VERIFICA DI STABILITA' DEI PANNELLI.

D.M.17/01/2018 - §4.2.4.1.3.4

Tratto Critico N°. : 1 [Sez.In. 1 - Sez.Fin. 7]
Pannello Critico N. : 1
Pannello Critico : NON IRRIGIDITO.)
Larghezza Pannello : 1900 mm
Pannello Irrigidito - Altezza h_w : 120 mm
Pannello Individuale Critico - Altezza h_w : 120 mm
 t : 4.4 mm
Trattandosi, nel caso specifico, di pannello NON irrigidito il rapporto
 h_w/t : 27.3

risulta minore del rapporto
 $72\varepsilon/\eta$: 60

E dunque il pannello non deve essere sottoposto a verifica.

Trave - IMP. : Piano 1 - Fili 4, 2 - [Asta 7] : IPE120

Sezione IPE120. Acciaio Acciaio1
-ESITO VERIFICHE POSITIVO-

VERIFICHE DI RESISTENZA. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.
Comb 21 [SLV] [IN]	7	2	1	-120	-108	-1	0	NO

TIPO VERIFICA : PRESSOFLESSIONE
Classe sezione : 1
· Resistenza assiale plastica : 29569.3 daN
· Mom. res. plastico Y (A.P.I.) : 1359.3 daNm
· Mom. res. plastico Z (A.P.I.) : 304.0 daNm
· Fattore di sicurezza : **12.292**

VERIFICA DI STABILITA' A COMPRESSIONE. (ESITO POSITIVO)

L'asta in oggetto non risulta interessata da azioni esterne destabilizzanti di rilievo a carico di punta.

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'. (ESITO POSITIVO)

L'asta in oggetto non risulta interessata da azioni esterne capaci di innescare fenomeni deformativi di rilievo.

VERIFICA DI STABILITA' DEI PANNELLI.
D.M.17/01/2018 - §4.2.4.1.3.4

Tratto Critico N°. : 1 [Sez.In. 1 - Sez.Fin. 7]
Pannello Critico N. : 1
Pannello Critico : NON IRRIGIDITO.)
Larghezza Pannello : 1900 mm
Pannello Irrigidito - Altezza h_w : 120 mm
Pannello Individuale Critico - Altezza h_w : 120 mm
t : 4.4 mm
Trattandosi, nel caso specifico, di pannello NON irrigidito il rapporto
h_w/t : 27.3

risulta minore del rapporto
72ε/η : 60

E dunque il pannello non deve essere sottoposto a verifica.

Trave - IMP. : Piano 1 - Fili 3, 4 - [Asta 8] : IPE120

Sezione IPE120. Acciaio Acciaio1
-ESITO VERIFICHE POSITIVO-

VERIFICHE DI RESISTENZA. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.
Comb 1 [SLV] [LT]	1	0	0	13	0	0	0	NO

TIPO VERIFICA : TAGLIO
Piano XY
FaTA e-version - Vers 35.0.21

· Azione di progetto (V_{sd}) : 0.0 daN
· Resistenza di progetto ($V_{pl,Rd}$) : 10420.0 daN
Piano XZ
· Azione di progetto (V_{sd}) : 12.8 daN
· Resistenza di progetto ($V_{pl,Rd}$) : 6822.6 daN
fattore di sicurezza : **532.664**

VERIFICA DI STABILITA' A COMPRESSIONE. (ESITO POSITIVO)

L'asta in oggetto non risulta interessata da azioni esterne destabilizzanti di rilievo a carico di punta.

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'. (ESITO POSITIVO)

L'asta in oggetto non risulta interessata da azioni esterne capaci di innescare fenomeni deformativi di rilievo.

VERIFICA DI STABILITA' DEI PANNELLI.

D.M.17/01/2018 - §4.2.4.1.3.4

Tratto Critico N°. : 1 [Sez.In. 1 - Sez.Fin. 7]
Pannello Critico N. : 1
Pannello Critico : NON IRRIGIDITO.)
Larghezza Pannello : 1900 mm
Pannello Irrigidito - Altezza h_w : 120 mm
Pannello Individuale Critico - Altezza h_w : 120 mm
 t : 4.4 mm
Trattandosi, nel caso specifico, di pannello NON irrigidito il rapporto
 h_w/t : 27.3

risulta minore del rapporto
 $72\varepsilon/\eta$: 60

E dunque il pannello non deve essere sottoposto a verifica.

Trave - IMP. : Piano 2 - Fili 2, 1 - [Asta 13] : IPE120

Sezione IPE120. Acciaio Acciaio1
-ESITO VERIFICHE POSITIVO-

VERIFICHE DI RESISTENZA. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.
Comb 1 [SLV] [LT]	1	0	0	13	0	0	0	NO

TIPO VERIFICA : TAGLIO
Piano XY
· Azione di progetto (V_{sd}) : 0.0 daN
· Resistenza di progetto ($V_{pl,Rd}$) : 10420.0 daN
Piano XZ
· Azione di progetto (V_{sd}) : 12.8 daN
· Resistenza di progetto ($V_{pl,Rd}$) : 6822.6 daN
fattore di sicurezza : **532.664**

VERIFICA DI STABILITA' A COMPRESSIONE. (ESITO POSITIVO)

L'asta in oggetto non risulta interessata da azioni esterne destabilizzanti di rilievo a carico di punta.

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'. (ESITO POSITIVO)

L'asta in oggetto non risulta interessata da azioni esterne capaci di innescare fenomeni deformativi di rilievo.

VERIFICA DI STABILITA' DEI PANNELLI.
D.M.17/01/2018 - §4.2.4.1.3.4

Tratto Critico N°. : 1 [Sez.In. 1 - Sez.Fin. 7]
Pannello Critico N. : 1
Pannello Critico : NON IRRIGIDITO.)
Larghezza Pannello : 1900 mm
Pannello Irrigidito - Altezza h_w : 120 mm
Pannello Individuale Critico - Altezza h_w : 120 mm
 t : 4.4 mm
Trattandosi, nel caso specifico, di pannello NON irrigidito il rapporto
 h_w/t : 27.3

risulta minore del rapporto
 $72\varepsilon/\eta$: 60

E dunque il pannello non deve essere sottoposto a verifica.

Trave - IMP. : Piano 2 - Fili 1, 3 - [Asta 14] : IPE120

Sezione IPE120. Acciaio Acciaio1
-ESITO VERIFICHE POSITIVO-

VERIFICHE DI RESISTENZA. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.
Comb 20 [SLV] [IN]	1	-2	-2	102	-91	-2	0	NO

TIPO VERIFICA : PRESSOFLESSIONE
Classe sezione : 1
· Resistenza assiale plastica : 29569.3 daN
· Mom. res. plastico Y (A.P.I.) : 1359.3 daNm
· Mom. res. plastico Z (A.P.I.) : 304.0 daNm
· Fattore di sicurezza : **13.897**

VERIFICA DI STABILITA' A COMPRESSIONE. (ESITO POSITIVO)

L'asta in oggetto non risulta interessata da azioni esterne destabilizzanti di rilievo a carico di punta.

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'. (ESITO POSITIVO)

L'asta in oggetto non risulta interessata da azioni esterne capaci di innescare fenomeni deformativi di rilievo.

VERIFICA DI STABILITA' DEI PANNELLI.
D.M.17/01/2018 - §4.2.4.1.3.4

Tratto Critico N°. : 1 [Sez.In. 1 - Sez.Fin. 7]
Pannello Critico N. : 1
Pannello Critico : NON IRRIGIDITO.)
Larghezza Pannello : 1900 mm
Pannello Irrigidito - Altezza h_w : 120 mm
Pannello Individuale Critico - Altezza h_w : 120 mm
 t : 4.4 mm
Trattandosi, nel caso specifico, di pannello NON irrigidito il rapporto
 h_w/t : 27.3

risulta minore del rapporto
 $72\varepsilon/\eta$: 60

E dunque il pannello non deve essere sottoposto a verifica.

Trave - IMP. : Piano 2 - Fili 4, 2 - [Asta 15] : IPE120

Sezione IPE120. Acciaio Acciaio1
-ESITO VERIFICHE POSITIVO-

VERIFICHE DI RESISTENZA. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.
Comb 19 [SLV] [IN]	7	-2	2	-102	-91	-2	0	NO

TIPO VERIFICA : PRESSOFLESSIONE
Classe sezione : 1
· Resistenza assiale plastica : 29569.3 daN
· Mom. res. plastico Y (A.P.I.) : 1359.3 daNm
· Mom. res. plastico Z (A.P.I.) : 304.0 daNm
· Fattore di sicurezza : **13.897**

VERIFICA DI STABILITA' A COMPRESSIONE. (ESITO POSITIVO)

L'asta in oggetto non risulta interessata da azioni esterne destabilizzanti di rilievo a carico di punta.

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'. (ESITO POSITIVO)

L'asta in oggetto non risulta interessata da azioni esterne capaci di innescare fenomeni deformativi di rilievo.

VERIFICA DI STABILITA' DEI PANNELLI.
D.M.17/01/2018 - §4.2.4.1.3.4

Tratto Critico N°. : 1 [Sez.In. 1 - Sez.Fin. 7]
Pannello Critico N. : 1
Pannello Critico : NON IRRIGIDITO.)
Larghezza Pannello : 1900 mm
Pannello Irrigidito - Altezza h_w : 120 mm
Pannello Individuale Critico - Altezza h_w : 120 mm
 t : 4.4 mm
Trattandosi, nel caso specifico, di pannello NON irrigidito il rapporto
 h_w/t : 27.3

risulta minore del rapporto
 $72\varepsilon/\eta$: 60

E dunque il pannello non deve essere sottoposto a verifica.

Trave - IMP. : Piano 2 - Fili 3, 4 - [Asta 16] : IPE120

Sezione IPE120. Acciaio Acciaio1
-ESITO VERIFICHE POSITIVO-

VERIFICHE DI RESISTENZA. (ESITO POSITIVO)

AZIONI DI PROGETTO								
Comb. più gravosa	Sez.	N [daN]	Ty [daN]	Tz [daN]	My [daNm]	Mz [daNm]	Mt [danM]	Incr. Az.

Comb 1 [SLV] [LT]	1	0	0	13	0	0	0	NO
-------------------	---	---	---	----	---	---	---	----

TIPO VERIFICA : TAGLIO
Piano XY
· Azione di progetto (V_{sd}) : 0.0 daN
· Resistenza di progetto ($V_{pl,Rd}$) : 10420.0 daN
Piano XZ
· Azione di progetto (V_{sd}) : 12.8 daN
· Resistenza di progetto ($V_{pl,Rd}$) : 6822.6 daN
fattore di sicurezza : **532.664**

VERIFICA DI STABILITA' A COMPRESSIONE. (ESITO POSITIVO)

L'asta in oggetto non risulta interessata da azioni esterne destabilizzanti di rilievo a carico di punta.

VERIFICHE DI DEFORMABILITA'. (ESITO POSITIVO)

L'asta in oggetto non risulta interessata da azioni esterne capaci di innescare fenomeni deformativi di rilievo.

VERIFICA DI STABILITA' DEI PANNELLI.
D.M.17/01/2018 - §4.2.4.1.3.4

Tratto Critico N°. : 1 [Sez.In. 1 - Sez.Fin. 7]
Pannello Critico N. : 1
Pannello Critico : NON IRRIGIDITO.)
Larghezza Pannello : 1900 mm
Pannello Irrigidito - Altezza h_w : 120 mm
Pannello Individuale Critico - Altezza h_w : 120 mm
 t : 4.4 mm
Trattandosi, nel caso specifico, di pannello NON irrigidito il rapporto
 h_w/t : 27.3

risulta minore del rapporto
 $72\varepsilon/\eta$: 60

E dunque il pannello non deve essere sottoposto a verifica.

5 ALLEGATI.

5.1 ALLEGATO A - (Scheda Sintetica NTC).

DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Oggetto : Realizzazione di una fondazione per ascensore a servizio della tribuna del campo sportivo.

CRITERI GENERALI DI VERIFICA E RIFERIMENTI NORMATIVI

Normativa : D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni"
Struttura : Nuova
Vita nominale : 50
Tipo di opera : Opere ordinarie
Classe d'uso : III
Vita di riferimento : 75
Approccio Verifiche GEO : Approccio 2

Analisi dei Carichi

Peso dei materiali strutturali:

b - Calcestruzzo

Cls1 - Peso Specifico 2500.00 daN/m³

c - Acciaio per carpenteria.

Acciaio1 - Peso Specifico 7850.00 daN/m³

Pesi propri unitari - G1:

Impalcato	Solai [daN/m²]	Balconi [daN/m²]	Scale [daN/m²]
Fondazione	-	-	-
Piano 1	-	-	-
Piano 2	-	-	-

- Analisi dei Carichi -

Carichi Permanenti - G2:

Impalcato	Solai [daN/m²]	Balconi [daN/m²]	Scale [daN/m²]	Influenza Tramezzi [daN/m²]	Tamponature [daN/m]
Fondazione	150	150	150	100	582
Piano 1	150	150	150	100	582
Piano 2	150	150	150	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

Carichi Variabili - Q:

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

Impalcato	Carichi d'esercizio [daN/m²]		
	Solai	Balconi	Scale
Fondazione	200	400	400
Piano 1	200	400	400
Piano 2	200	400	400

CLASSE DI DUTTILITA': Non dissipativa

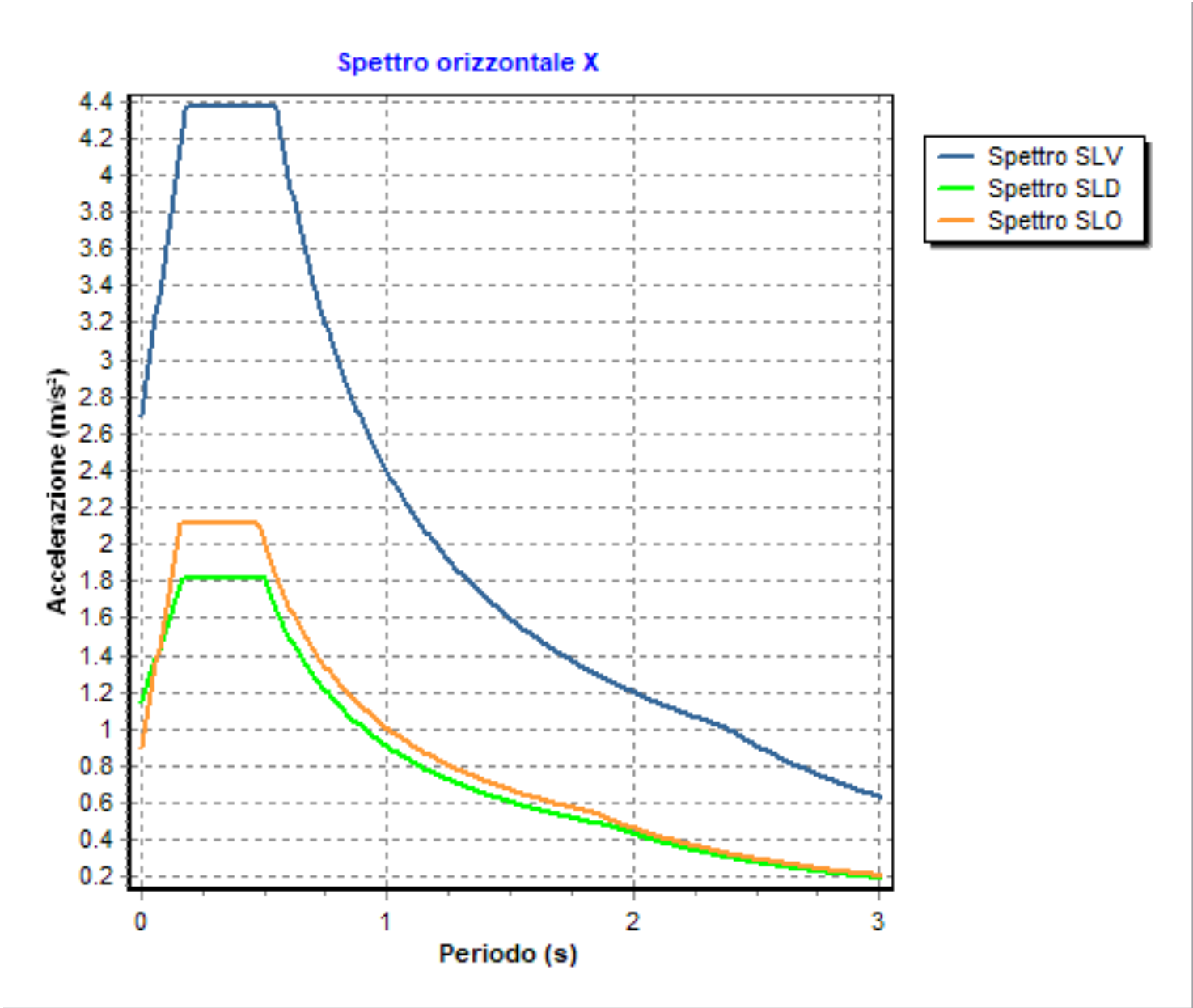
Azione Sismica

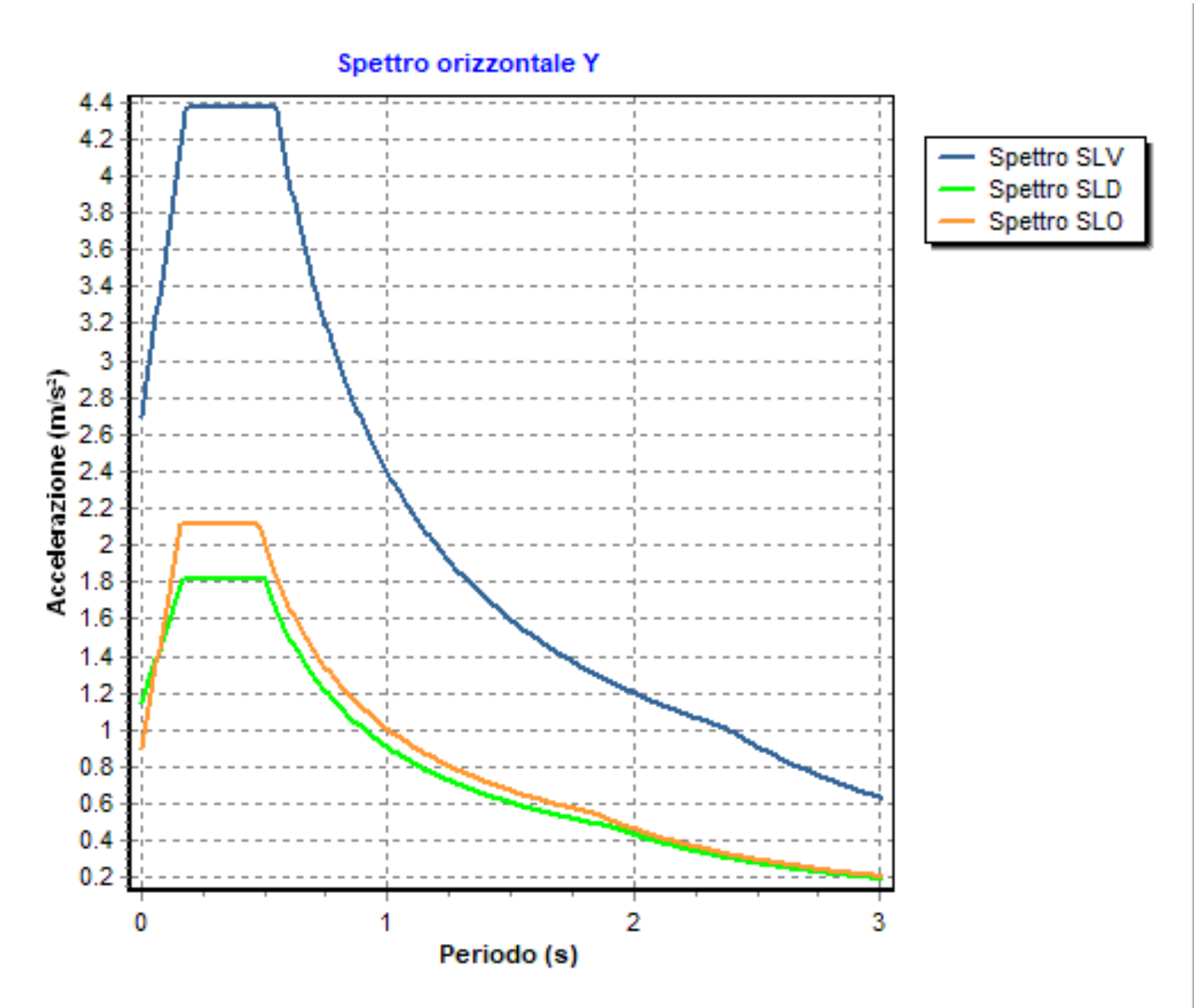
Comune : Via Torre, 81028 Santa Maria a Vico Caserta
Latitudine : 41.0288°

Longitudine : 14.4856°
Suolo di fondazione : C
Categoria topografica : T1
Coeff. smorz. viscoso : 0.05

	Parametri dello spettro di risposta orizzontale							
	SLV		SLC		SLD		SLO	
Tempo di ritorno	712		1462		75		45	
Accelerazione sismica	0.194		0.244		0.078		0.061	
Coefficiente Fo	2.433		2.470		2.367		2.350	
Periodo T _C *	0.379		0.398		0.330		0.307	
Coefficiente S _s	1.42		1.34		1.50		1.50	
Coefficiente di amplificazione topografica S _t	1.00		1.00		1.00		1.00	
Prodotto S _s · S _t	1.42		1.34		1.50		1.50	
Periodo T _B	0.18		0.19		0.17		0.16	
Periodo T _C	0.55		0.57		0.50		0.48	
Periodo T _D	2.38		2.58		1.91		1.84	
	x	y	x	y	x	y	x	y
Coefficiente η	0.667	0.667	1.000	1.000	*	*	*	*

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





FATTORI DI STRUTTURA

Fattore di comportamento direzione x (qx) : 1.50

Calcolato considerando i seguenti parametri:

Tipo Struttura	: Acciaio
Regolarità in elevazione	: NO
Regolarità in pianta	: SI
Kr	: 0.80
Tipologia Edificio	: Edifici ad un piano
α_u / α_1	: 1.10
Tipologia Strutturale	: Strutture intelaiate

Fattore di comportamento direzione y (qy) : 1.50

Calcolato considerando i seguenti parametri:

Tipo Struttura	: Acciaio
Regolarità in elevazione	: NO
Regolarità in pianta	: SI
Kr	: 0.80
Tipologia Edificio	: Edifici ad un piano
α_u / α_1	: 1.10
Tipologia Strutturale	: Strutture intelaiate

Fattore di comportamento direzione z (qz) : 1.50

RIEPILOGO MODI DI VIBRARE

Periodo [s]	Gamma	Coeff.MasseX	Coeff.MasseY	Coeff.MasseZ	Coeff.MasseRX	Coeff.MasseRY	Coeff.MasseRZ
0.368	0.89	82.67	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.148	0.92	0.00	88.50	0.00	0.00	0.00	0.00
0.067	0.40	17.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

VERIFICHE SLD

Verifica spostamenti

Valore limite drp

Verifica resistenza

: ESEGUITE

: ESEGUITA

: 0.0050

: ESEGUITA

VERIFICHE SLO

Verifica spostamenti

Valore limite drp

: ESEGUITE

: ESEGUITA

: 0.0033

MATERIALI

Materiale	Tipo	Classe	Normativa
Clsl	Calcestruzzo	C25/30	-
Barrel	Acciaio per C.A.	B450C	-
Acciaio1	Acciaio per carpenteria	S235	UNI EN 10025-2

TIPO DI ANALISI SVOLTA:

ANALISI ORIZZONTALE DINAMICA LINEARE

ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Titolo

Autore

Produttore

Versione

Numero di licenza

: FaTA e-version

: Stacec s.r.l.

: Stacec s.r.l.

: 35.0.21

: D/1527

5.2 ALLEGATO B - (Regolarità Strutturale)

Regolarità in pianta.

a) la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell’orizzontamento e, per ogni rientranza, l’area compresa tra il perimetro dell’orizzontamento e la linea convessa circoscritta all’orizzontamento non supera il 5% dell’area dell’orizzontamento:

Nella struttura non sono presenti rientranze in pianta.

- $\Delta R_{\text{rig X}}$: distanza tra centro delle rigidezze e centro geometrico del piano in direzione X;
- $\Delta R_{\text{rig Y}}$: distanza tra centro delle rigidezze e centro geometrico del piano in direzione Y;
- $\Delta M_{\text{masse X}}$: distanza tra centro delle masse e centro geometrico del piano in direzione X;
- $\Delta M_{\text{masse Y}}$: distanza tra centro delle masse e centro geometrico del piano in direzione Y;
- Esito R_{rig} : esito del controllo con il valore limite (10% dell’ingombro nelle due direzioni) per le rigidezze
- Esito M_{masse} : esito del controllo con il valore limite (10% dell’ingombro nelle due direzioni) per le rigidezze

Piano Reale	$\Delta R_{\text{rig X}}$ [cm]	$\Delta R_{\text{rig Y}}$ [cm]	$\Delta M_{\text{masse X}}$ [cm]	$\Delta M_{\text{masse Y}}$ [cm]	Esito R _{rig}	Esito M _{masse}
PR 1	0.00	0.00	0.00	0.00	X = V ; Y = V	X = V ; Y = V
PR 2	0.00	0.00	0.00	0.00	X = V ; Y = V	X = V ; Y = V

Esito: SI

b) il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4:

Il rapporto tra i lati del rettangolo risulta pari a: 1.00

Esito: SI

c) ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l’efficacia di tale distribuzione:

Esito: NO

Regolarità in altezza.

d) tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l’altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell’edificio:

Esito: SI

e) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all’altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull’altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell’azione sismica alla base:

- ΔM_{masse} : variazione massima rispetto al piano inferiore e superiore delle masse
- $\Delta R_{\text{rig X}}$: variazione massima rispetto al piano inferiore e superiore della rigidezza in direzione X
- $\Delta R_{\text{rig Y}}$: variazione massima rispetto al piano inferiore e superiore della rigidezza in direzione Y
- $\Delta \text{Esito M}_{\text{masse}}$: esito sul controllo della variazione delle masse
- $\Delta \text{Esito R}_{\text{rig X}}$: esito sul controllo della variazione delle rigidezze in direzione X
- $\Delta \text{Esito R}_{\text{rig Y}}$: esito sul controllo della variazione delle rigidezze in direzione Y

Piano Reale	Δ Masse [%]	Δ Rig X [%]	Δ Rig Y [%]	Esito Masse	Esito Rig X	Esito Rig Y
PR 1	49.44	-14.59	-23.06	NO	NO	NO
PR 2	97.79	0.00	0.00	NO	SI	SI

Esito: NO

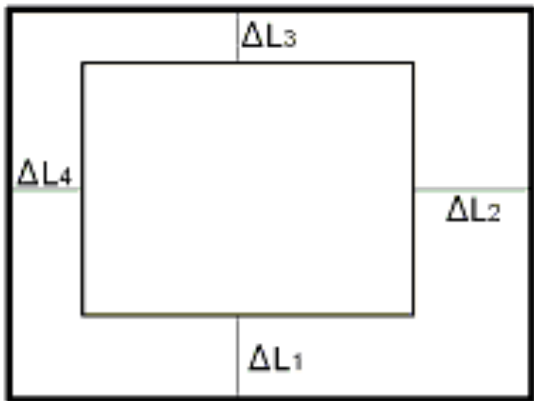
f) il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti:

Res. Eff : resistenza a taglio effettiva del piano
Res. Rich. X : resistenza a taglio richiesta in direzione X
Res. Rich. Y : resistenza a taglio richiesta in direzione Y
Var. Rapp. : variazione massima del rapporto tra Res. Eff. e Res. Rich. per piano

Piano	Res. Eff [daN]	Res. Rich. X [daN]	Res. Rich. Y [daN]	Var. Rapp. [%]
Piano 1	292203.90	387.55	371.07	90.84
Piano 2	292203.90	214.99	194.44	47.60

Esito: NO

g) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento:



Δ L1 : rientro rispetto al piano di confronto (segno negativo se rientro);
 Δ L2 : rientro rispetto al piano di confronto (segno negativo se rientro);
 Δ L3 : rientro rispetto al piano di confronto (segno negativo se rientro);
 Δ L4 : rientro rispetto al piano di confronto (segno negativo se rientro);

Rientri rispetto al piano inferiore						
Piano	Δ L1 [cm]	Δ L2 [cm]	Δ L3 [cm]	Δ L4 [cm]	Val Lim. X [cm]	Val Lim. Y [cm]
Fondazione	0.00	0.00	0.00	0.00	190.00	190.00
Piano 1	0.00	0.00	0.00	0.00	190.00	190.00
Piano 2	0.00	0.00	0.00	0.00	190.00	190.00

Esito: SI

Tipologia strutturale.

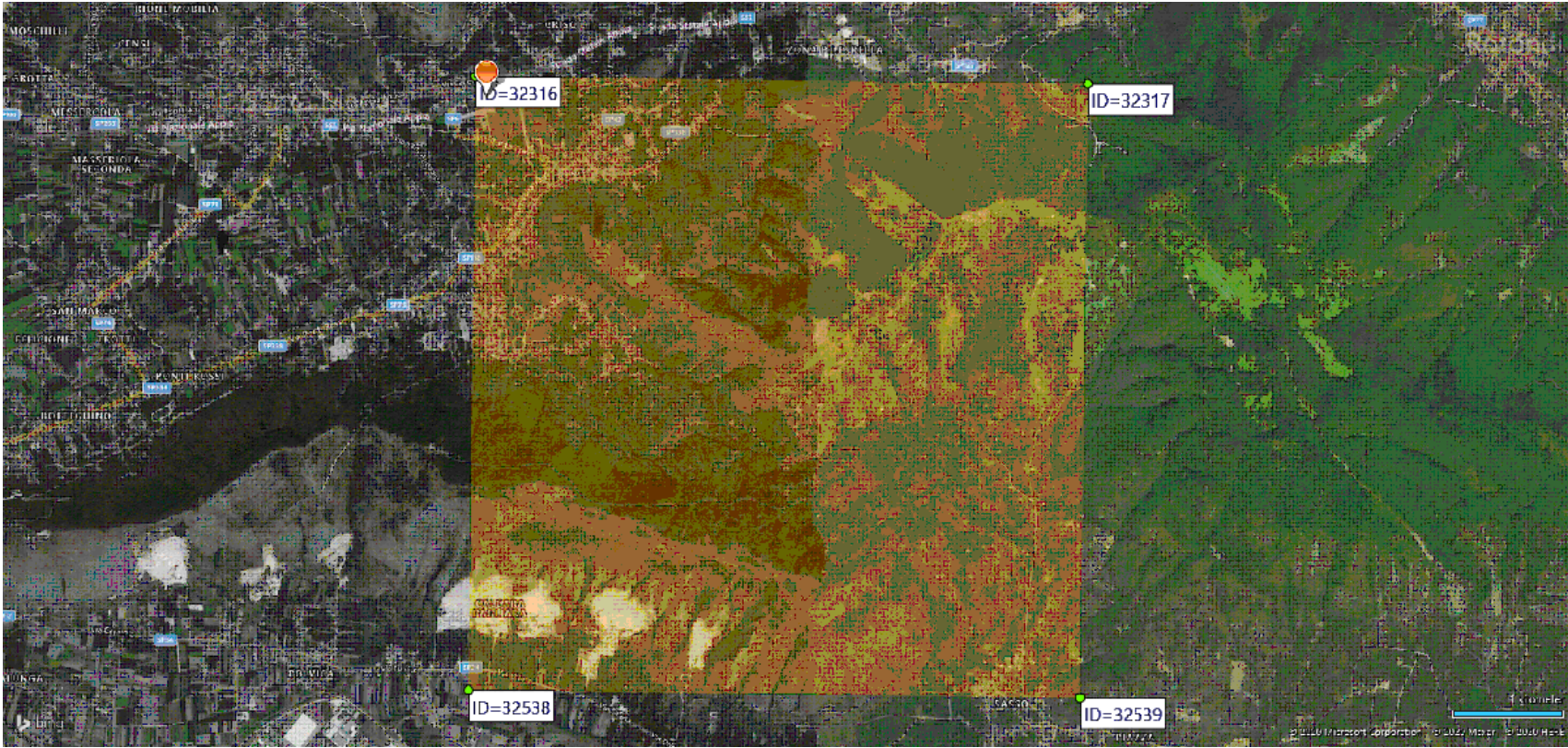
- strutture deformabili torsionalmente, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r^2/Ls^2 \geq 1$, nella quale:

- Rig. X : rigidezza di piano in direzione X
- Rig. Y : rigidezza di piano in direzione Y
- Jr : rigidezza torsionale di piano
- r^2 : rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano
- Ls : raggio giratore della massa del piano corrente

Piano Reale	Rig. X [daN/cm]	Rig. Y [daN/cm]	Jr [daNcm]	r	Ls	r^2/Ls^2	Esito
PR 1	673.56	3080.97	38393423.87	111.63	134.35	0.69	NV
PR 2	771.81	3791.41	41434833.78	104.54	134.35	0.61	NV

5.3 ALLEGATO C - (Pericolosità sismica di base)

Coordinate (Datum ED50) del sito : Latitudine = 41.0288° - Longitudine = 14.4856°



Identificativi e coordinate (Datum ED50) dei punti che includono il sito														
			SLV			SLC			SLD			SLO		
Punto	Lat. [°]	Long. [°]	Acc. sismica	Coeff. Fo	Period o Tc*	Acc. sismica	Coeff. Fo	Period o Tc*	Acc. sismica	Coeff. Fo	Period o Tc*	Acc. sismica	Coeff. Fo	Period o Tc*
32316	41.0307	14.4844	0.196	2.435	0.380	0.247	2.468	0.400	0.079	2.369	0.330	0.062	2.352	0.307
32317	41.0301	14.5506	0.213	2.423	0.377	0.269	2.462	0.395	0.084	2.360	0.328	0.065	2.343	0.306
32538	40.9807	14.4836	0.206	2.416	0.366	0.256	2.493	0.373	0.081	2.349	0.328	0.063	2.327	0.307
32539	40.9801	14.5498	0.215	2.417	0.366	0.268	2.495	0.375	0.084	2.344	0.327	0.066	2.320	0.306

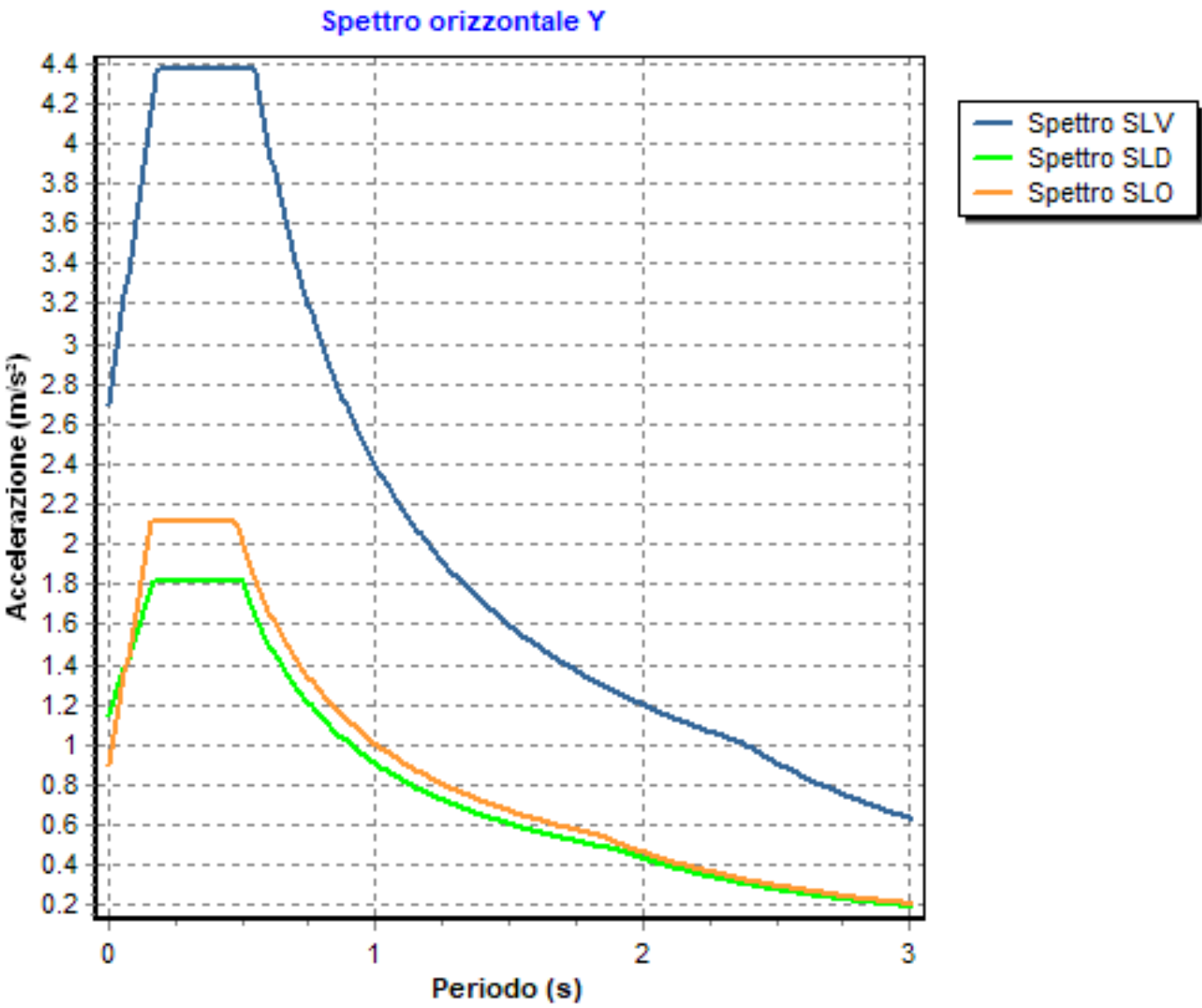
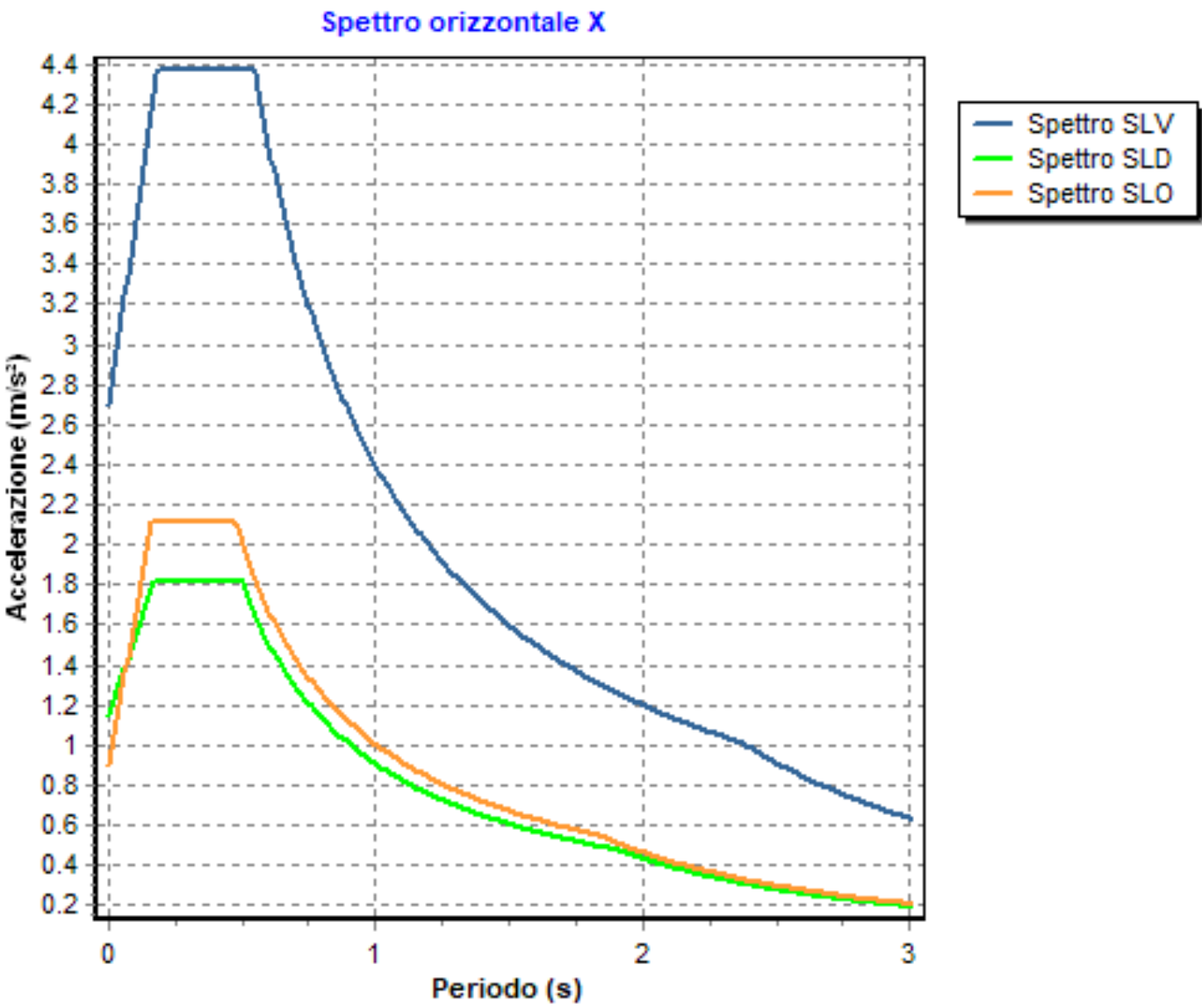
I valori dei parametri p (ag, Fo, Tc*) di interesse per la definizione dell’azione sismica di progetto sono stati calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del *reticolo di riferimento* contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici, attraverso la seguente espressione:

$$p = \sum_{(i=1..4)} [p_i / d_i] / \sum_{(i=1..4)} [1 / d_i]$$

nella quale:

- p : valore del parametro di interesse nel punto in esame;
- p_i : valore del parametro di interesse nell’i-esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;
- d_i : è la distanza del punto in esame dall’i-esimo punto della maglia suddetta.

	Parametri dello spettro di risposta orizzontale			
	SLV	SLC	SLD	SLO
Tempo di ritorno	712	1462	75	45
Accelerazione sismica	0.194	0.244	0.078	0.061
Coefficiente Fo	2.433	2.470	2.367	2.350
Periodo T _C *	0.379	0.398	0.330	0.307



SOMMARIO

1 Introduzione	2
1.1 Premessa	2
1.1.1 Cenni sulla casa produttrice del software.....	2
1.1.2 Descrizione dell'Opera da calcolare.....	2
1.2 Riferimenti Legislativi.	2
1.3 Convenzioni,Unità di misura e simboli adottati.....	3
2 Descrizione del Modello.....	4
2.1 Modello assunto per il calcolo.....	4
2.2 Tipo di calcolo.....	6
2.3 Condizioni di carico valutate	8
2.4 Procedura di Verifica degli elementi.....	16
2.4.1 Elementi in C.A.	16
2.4.2 Elementi in Acciaio.	21
3 Dati	28
3.1 Dati Generali	28
3.2 Elenco e Caratteristiche dei materiali.....	31
3.3 Elenco e caratteristiche delle colonne stratigrafiche.	31
3.4 Elenco dei carichi.	32
3.4.1 Pesi propri unitari - G1.	32
3.4.2 Carichi Permanenti unitari - G2.....	32
3.4.3 Carichi Variabili unitari - Q.	33
3.4.4 Pesi Impalcati.	33
3.5 Elenco e Caratteristiche delle sezioni trasversali.....	33
3.6 Geometria Struttura.	34
3.6.1 Fili Fissi.	34
3.6.2 Caratteristiche dei nodi.	35
3.6.3 Caratteristiche delle aste.	35
3.6.4 Carichi distribuiti sugli elementi.	36
3.6.5 Carichi concentrati sui nodi.	37
4 Risultati di Calcolo.....	37
4.1 Involuppi.....	37
4.1.1 Involuppi dei Cinematismi nodali.	37
4.1.1.1 Involuppi SLU.	38
4.1.1.2 Involuppi SLD.	38
4.1.1.3 Involuppi SLO.....	38
4.1.1.4 Involuppi SLE	38
4.1.2 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Sforzo Normale.....	39
4.1.3 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Momento Torcente.....	40
4.1.4 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Momento Flettente X-Z.....	42
4.1.5 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Taglio X-Z.....	43
4.1.6 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Momento Flettente X-Y.....	44
4.1.7 Involuppi dei diagrammi delle sollecitazioni: Taglio X-Y.....	45
4.1.8 Reazioni Vincolari.....	46
4.1.8.1 Involuppi SLU.	47
4.1.8.2 Involuppi SLD.	47
4.1.8.3 Involuppi SLE	47
4.2 Tensioni sul Terreno.....	48

4.3 Verifiche Nodi.....	48
4.3.1 Verifiche SLV - Verifica Nodo.....	48
4.4 Verifica Aste.	49
4.4.1 Verifiche Travi di Fondazione in C.A.	49
4.4.1.1 Verifiche SLV - Flessione Composta.....	49
4.4.1.2 Verifiche SLV - Taglio.....	50
4.4.1.2.1 Verifiche SLD - Flessione Composta.....	50
4.4.1.3 Verifiche SLD - Taglio.....	51
4.4.1.4 Verifiche SLE - Stato Tensionale.....	52
4.4.1.5 Verifiche SLE - Fessurazione.....	53
4.4.2 Aste in Acciaio.	53
4.4.2.1 Verifiche Generiche.	54
5 ALLEGATI.....	66
5.1 ALLEGATO A - (Scheda Sintetica NTC).....	66
5.2 ALLEGATO B - (Regolarità Strutturale)	71
5.3 ALLEGATO C - (Pericolosità sismica di base).....	74