

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**LINEA FERROVIARIA CATANIA C.LE – GELA**

**TRATTA FERROVIARIA CALTAGIRONE - GELA**

**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA**

**S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA SUD**

**R RIPRISTINO TRATTA CALTAGIRONE - GELA**

**LOTTO 2: RIPRISTINO TRATTA NISCEMI - GELA**

Fabbricato FT (Galleria dell'Arcia Lato Gela)

Relazione di calcolo fabbricato

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

RS6K 00 R 78 CL FA0600 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Definitiva	G. Ficorella <i>GF</i>	Agosto 2022	G. Ficorella <i>GF</i>	Agosto 2022	P. Mosca <i>PM</i>	Agosto 2022	Francesco SACCHI Agosto 2022

ITALFERR S.p.A.  
Gruppo Ferrovie dello Stato  
Direzione Tecnica  
S.O. Progettazione Integrata e Field Engineering  
Dott. Ing. Francesco Sacchi  
Ordine degli Ingegneri Sp. di Roma n. 23172/24

File: RS6K00R78CLFA0600001A

n. Elab

## INDICE

1	PREMESSA .....	5
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	5
3	DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	8
4	MATERIALI.....	8
4.1	CALCESTRUZZO MAGRONE C12/15.....	8
4.2	CALCESTRUZZO FONDAZIONE C25/30.....	9
4.3	CALCESTRUZZO STRUTTURA IN ELEVAZIONE E SOLAIO IN LASTRE PREDALLES C28/35.....	9
4.4	ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450C.....	10
4.5	COPRIFERRO .....	10
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	11
6	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO .....	12
6.1	CARICHI PERMANENTI.....	12
6.1.1	<i>Travi e pilastri</i> .....	12
6.1.2	<i>Solaio copertura</i> .....	12
6.1.3	<i>Facciate e cornicioni</i> .....	13
6.2	CARICHI VARIABILI .....	13
6.3	AZIONI DELLA NEVE .....	13
6.4	AZIONI DEL VENTO .....	14
6.4.1	<i>Pressione normale</i> .....	14
6.4.2	<i>Pressione tangenziale</i> .....	15
6.5	VARIAZIONE TERMICA .....	16
6.6	AZIONE SISMICA .....	16

6.6.1	<i>Vita nominale</i> .....	16
6.6.2	<i>Classe d'uso</i> .....	17
6.6.3	<i>Periodo di riferimento per l'azione sismica</i> .....	17
6.6.4	<i>Azioni di progetto</i> .....	17
6.6.5	<i>Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche</i> .....	18
6.6.6	<i>Classe di duttilità</i> .....	18
6.6.7	<i>Regolarità</i> .....	18
6.6.8	<i>Tipologia strutturale e fattore di struttura</i> .....	18
6.6.9	<i>Spettri di risposta</i> .....	19
7	<b>CODICI DI CALCOLO</b> .....	21
7.1	<b>AFFIDABILITÀ DEL SOFTWARE</b> .....	22
8	<b>ANALISI DELLA STRUTTURA</b> .....	22
8.1	<b>MODELLO DI CALCOLO</b> .....	22
8.2	<b>ASSEGNAZIONE DEI CARICHI DI PROGETTO</b> .....	24
8.1	<b>ANALISI MODALE</b> .....	28
8.2	<b>COMBINAZIONI DI CARICO</b> .....	31
8.3	<b>INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI</b> .....	35
8.3.1	<i>SLU</i> .....	35
8.3.2	<i>SLV</i> .....	38
8.3.3	<i>SLE</i> .....	40
9	<b>VERIFICA DELLA STRUTTURA</b> .....	43
9.1	<b>CRITERI DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI</b> .....	43

9.1.1	<i>Criteria di verifica delle sezioni in c.a. – SLE</i> .....	43
9.1.2	<i>Criteria di verifica delle travi – SLU</i> .....	46
9.1.3	<i>Criteria di verifica dei pilastri – SLU</i> .....	49
9.2	VERIFICA DELLE TRAVI D'ELEVAZIONE .....	51
9.3	VERIFICA DEI PILASTRI .....	53
9.4	VERIFICA DEL SOLAIO .....	55
9.4.1	<i>Analisi dei carichi</i> .....	55
9.4.2	<i>Calcolo sollecitazioni</i> .....	56
9.4.3	<i>Verifica a flessione SLU</i> .....	56
9.4.4	<i>Verifica a taglio SLU</i> .....	57
9.4.1	<i>Verifiche SLE</i> .....	58
9.5	VERIFICA STRUTTURALE DELLA FONDAZIONE .....	60
9.1	INCIDENZA DELLE ARMATURE.....	62
9.1	VERIFICA DI RIGIDEZZA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI - SLD .....	64
9.1	VERIFICA DI STABILITÀ DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI - SLV .....	65
9.2	VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA FONDAZIONE .....	65
9.2.1	<i>Verifica allo scorrimento</i> .....	66
9.2.2	<i>Verifica a carico limite</i> .....	66

## 1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici del Progetto Definitivo finalizzato alla riattivazione della linea ferroviaria Caltagirone (km 315+021) - Gela (km 360+155). Esso ha come oggetto la realizzazione di viabilità di accesso ai piazzali tecnici, previsti lungo linea per espletare le funzioni di:

- miglioramento degli standard di sicurezza delle gallerie San Nicola Noce e Dell'Arcia;
- collegamento al reticolo viario locale dei Posti di Movimento (PM) di Piano Carbone e Priolo Sottano, dove verranno realizzati i fabbricati tecnologici.

L'opera oggetto delle analisi riportate nei paragrafi seguenti rientra tra le opere previste per i fabbricati tecnologici in progetto. In particolare, nel presente documento è affrontato il dimensionamento dell'edificio relativo al fabbricato FA06 quale fabbricato tecnologico FT (Galleria dell'Arcia Lato Gela). Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza e deformabilità richiesti all'opera.

## 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'edificio è costituito da un piano fuori terra e da una copertura piana. La struttura è costituita da telai con pilastri e travi in cemento armato avente una pianta rettangolare di dimensioni pari a circa 15.00 m x 6.00 m. Le travi di copertura "emergenti" hanno sezione 30 x 40 cm. Tutti i pilastri hanno sezione di base di 30 x 50 cm. I solai di copertura a campata continua sono tutti costituiti da solaio in lastre di predalles; lo spessore totale del solaio di copertura è di 24 cm e comprende 4 cm di caldana superiore, 16 cm di alleggerimento e 4 cm di pannello di predalle inferiore.

La fondazione prevista è costituita da travi a "T" rovescia di dimensioni 1.5 x 1.0 m.

FABBRICATO FT (GALLERIA DELL'ARCIA LATO GELA)  
RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R	78	CL	FA0600	001	A	6 di 72

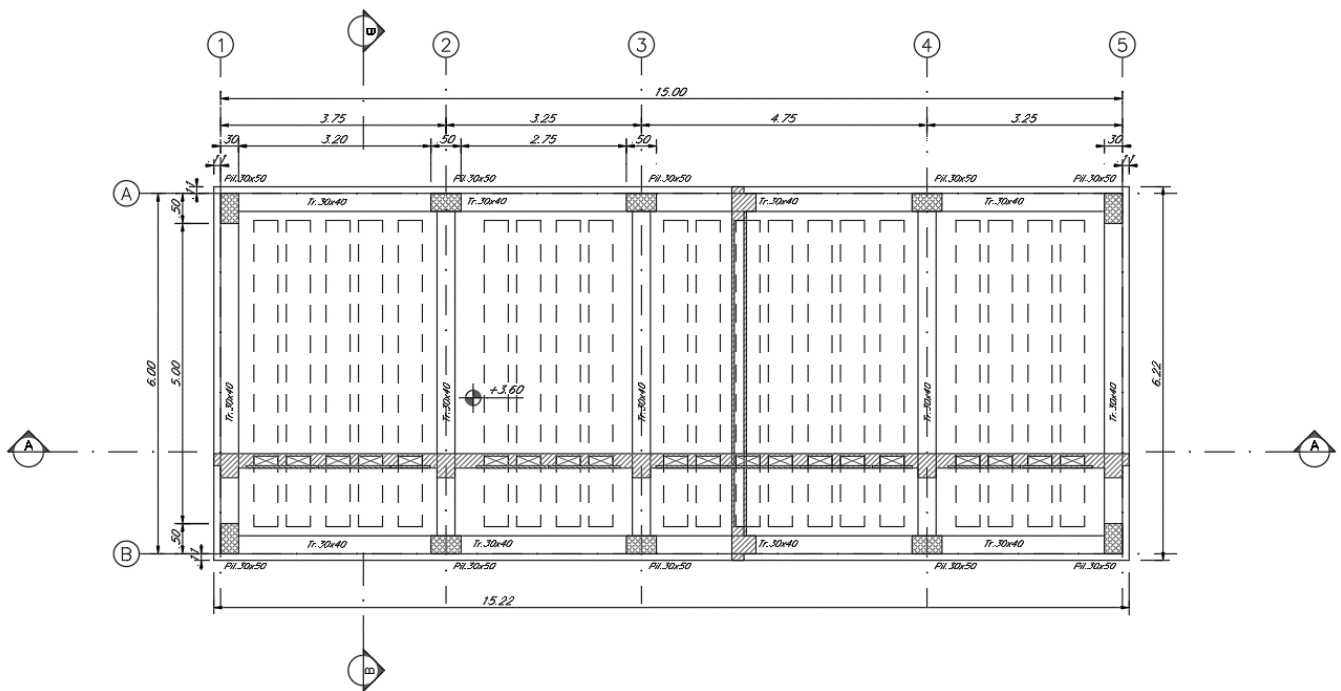


Figura 1 - Carpenteria fondazione (scala 1:50)

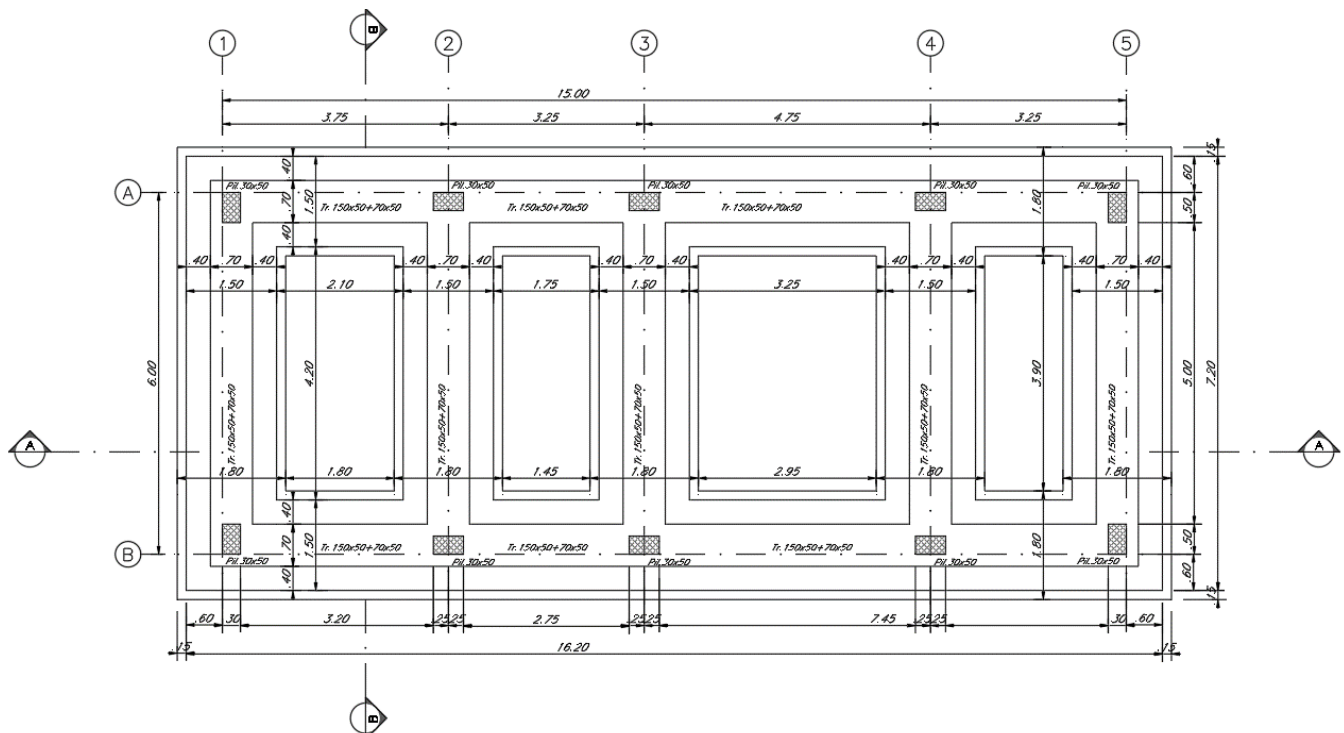


Figura 2 - Carpenteria copertura (scala 1:50)

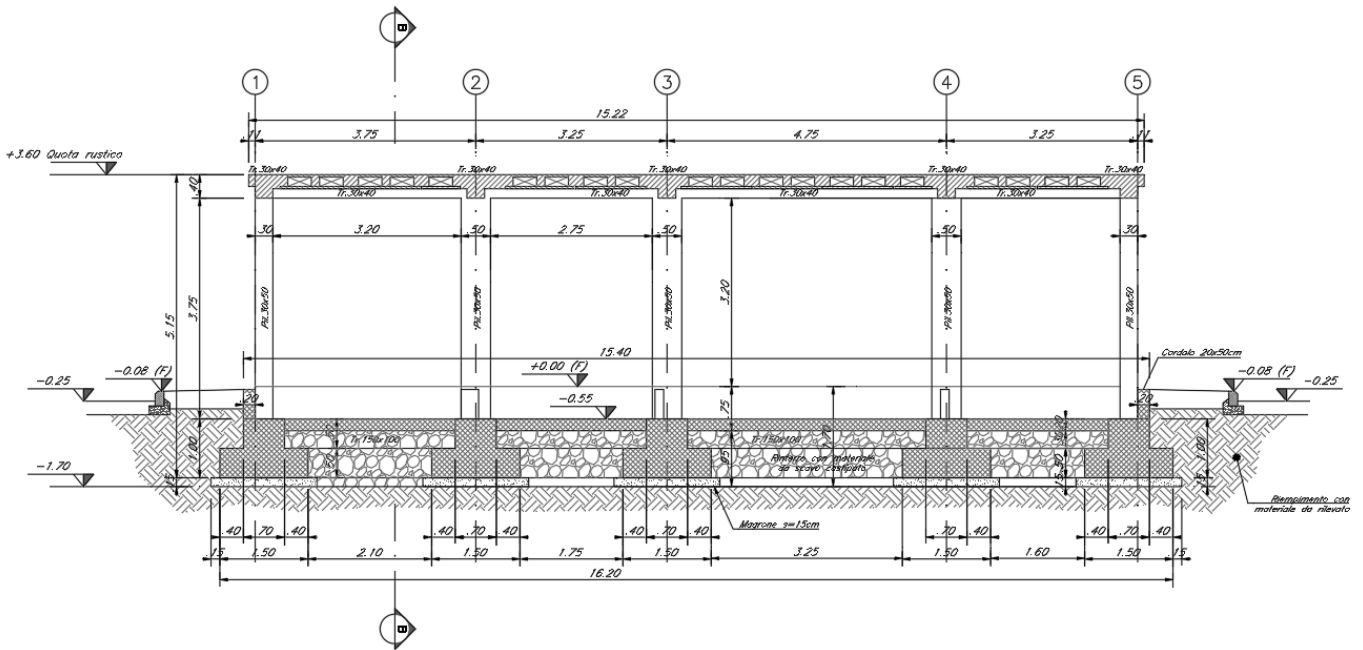


Figura 3 - Sezione A-A (scala 1:50)

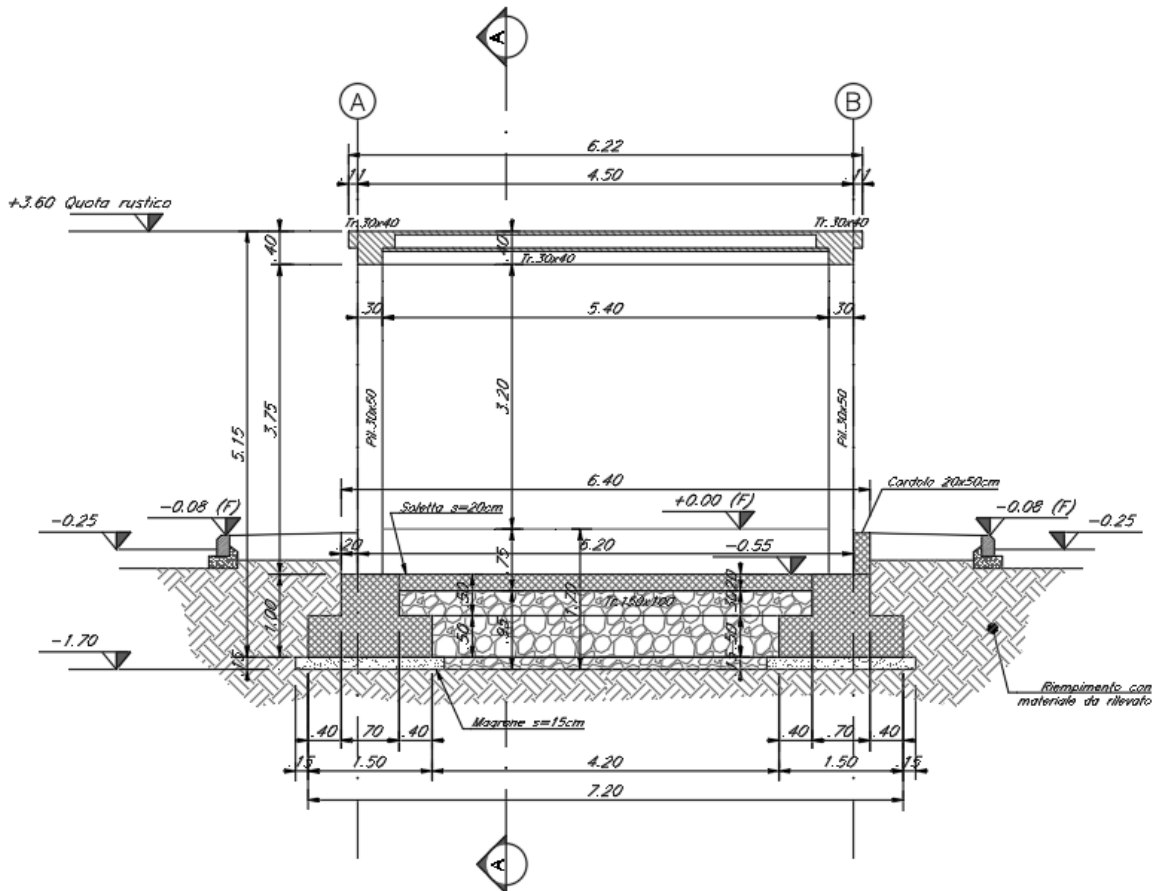


Figura 4 - Sezione B-B (scala 1:50)

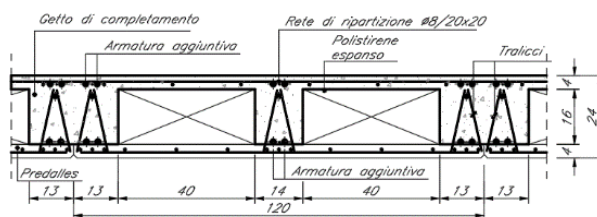


Figura 5 – Sezione solaio (scala 1:10)

### 3 DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Di seguito è riportato l'elenco delle Normative e dei Documenti assunti come riferimento per il progetto delle opere trattate nell'ambito del presente documento.

#### Normative e Documenti tecnici generali

- Rif. [1] DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle 'Norme tecniche per le costruzioni' (nel seguito indicate come NTC18)
- Rif. [2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7, Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018, supplemento ordinario n° 27 alla G. U. n° 35 dell'11/2/2019 (nel seguito indicate come CNTC18)
- Rif. [3] UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

#### Documenti tecnici RFI e/o di ambito ferroviario

- Rif. [4] RFI DTC SI PS MA IFS 001 D, Manuale di Progettazione delle Opere Civili Manuale di Progettazione delle Opere Civili
- Rif. [5] Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019
- Rif. [6] Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili (RFI DTC SI SP IFS 001 D)

## 4 MATERIALI

### 4.1 Calcestruzzo magrone C12/15

<b>CALCESTRUZZO C12/15</b>	
$R_{ck} = 15.0 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} = 12.0 \text{ N/mm}^2$	resistenza caratteristica cilindrica



X0	classe di esposizione
S3	classe di consistenza slump

#### 4.2 Calcestruzzo fondazione C25/30

CALCESTRUZZO C25/30	
$E_C = 31447 \text{ MPa}$	modulo di elasticità longitudinale
$\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ C}^{-1}$	coefficiente di dilatazione termica
$\nu = 0.20$	coefficiente di poisson
$\alpha_{cc} = 0.85$	coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
$R_{ck} = 30.0 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a compressione
$f_{ck} = 24.9 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a compressione
$f_{cm} = 32.9 \text{ MPa}$	resistenza media cilindrica a compressione
$f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione semplice
$f_{ctk} = 1.79 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione semplice
$f_{ctfm} = 3.07 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctfk} = 2.15 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione per flessione
$f_{bk} = 4.03 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica tangenziale per aderenza

SLU	
$\gamma_C = 1.50$	coefficiente sicurezza
$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_C = 14.11 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo a compressione
$f_{ctd} = 0.7 f_{ctk} / \gamma_C = 0.83 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo a trazione semplice (5%)

SLE	
$\sigma_{c,ad} = 0.60 (0.55) f_{ck} = 14.94 (13.70) \text{ MPa}$	combinazione rara
$\sigma_{c,ad} = 0.45 (0.40) f_{ck} = 11.20 (9.96) \text{ MPa}$	combinazione quasi permanente

#### 4.3 Calcestruzzo struttura in elevazione e solaio in lastre predalles C28/35

CALCESTRUZZO C28/35	
$E_C = 32588 \text{ MPa}$	modulo di elasticità longitudinale
$\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ C}^{-1}$	coefficiente di dilatazione termica
$\nu = 0.20$	coefficiente di poisson
$\alpha_{cc} = 0.85$	coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
$R_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cubica a compressione
$f_{ck} = 29.1 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica cilindrica a compressione
$f_{cm} = 37.1 \text{ MPa}$	resistenza media cilindrica a compressione

$f_{ctm} = 2.83 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione semplice
$f_{ctk} = 1.98 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione semplice
$f_{ctm} = 3.40 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} = 2.38 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica a trazione per flessione
$f_{bk} = 4.47 \text{ MPa}$	resistenza caratteristica tangenziale per aderenza

SLU	
$\gamma_c = 1.50$	coefficiente sicurezza
$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c = 16.49 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo a compressione
$f_{ctd} = 0.7 f_{ctk} / \gamma_c = 0.93 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo a trazione semplice (5%)

SLE	
$\sigma_{c,ad} = 0.60 (0.55) f_{ck} = 17.46 (16.00) \text{ MPa}$	combinazione rara
$\sigma_{c,ad} = 0.45 (0.40) f_{ck} = 13.10 (11.64) \text{ MPa}$	combinazione quasi permanente

#### 4.4 Acciaio per calcestruzzo armato B450C

ACCIAIO B450C	
$E_s = 210000 \text{ MPa}$	modulo di elasticità longitudinale
$f_{yk} = 450 \text{ Mpa}$	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} = 540 \text{ Mpa}$	tensione caratteristica di rottura
$A_{gtk} \geq 7.50\%$	allungamento
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m = 391.3 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo

SLU	
$\gamma_c = 1.15$	coefficiente sicurezza
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m = 391.3 \text{ MPa}$	resistenza di calcolo

SLE	
$\sigma_{y,ad} = 0.80 (0.75) f_{yk} = 360 (337.5) \text{ MPa}$	combinazione rara

#### 4.5 Copriferro

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare le indicazioni della tabella C4.1.IV della Circolare 21.1.2019, riportata di seguito, in cui sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

**Tabella 1 - Copriferro e condizioni ambientali**

barre da c.a.	cavi da c.a.p
---------------	---------------

			elementi a piastra		altri elementi		elementi a piastra		altri elementi	
$C_{min}$	$C_o$	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{mi} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Nel caso in esame i copriferri minimi previsti (come da tabella materiali) sono 25 mm per travi pilastri e travi di fondazione e 20 mm per le lastre predalles. Vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm.

Si riporta una tabella riepilogativa dei copriferri:

**Tabella 2 - Copriferro adottato**

	Ambiente	Copriferro nominale
Struttura in elevazione	Ordinario	40
Lastre prédalles	Ordinario	35
Fondazioni	Ordinario	40

La rispondenza dei materiali ai requisiti richiesti sarà valutata mediante le prescritte prove di accettazione.

## 5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sul profilo geologico-geotecnico del LOTTO 02 non è presente il tratto di ubicazione del fabbricato in oggetto. In ragione di ciò, si assume una caratterizzazione geotecnica analoga a quella del fabbricato FA05 del LOTTO 02, quale fabbricato tecnologico PGEP (Piazzale galleria Dell'arcia lato Caltagirone).

**Tabella 3 - Stratigrafia e categoria di sottosuolo**

Quota p.p.-media m.s.l.	Unità geotecnica	Tipo di sottosuolo
200.00	q	C

Di seguito vengono inoltre riportati i parametri geotecnici delle unità geotecniche dei terreni della stratigrafia riscontrata.

Unità q (limo argilloso sabbioso eluvio colluviale)	
$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$N_{spt} = 15$	colpi/30cm
$c' = 0 \div 5 \text{ kPa}$ (0 kPa)	coesione drenata
$\varphi' = 27 \div 30^\circ$ (30°)	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 80 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$E_o = 140 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)
$K = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$	permeabilità

In definitiva, per il terreno di fondazione dell'opera sono state assunte le seguenti caratteristiche geotecniche:

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
------------------------------	-------------------------

$c' = 0$  kPa

coesione drenata

$\varphi' = 30^\circ$

angolo di resistenza al taglio

Per quanto concerne il livello della falda, dal profilo geotecnico del fabbricato FA05 del LOTTO 02 si evince che lo stesso risulta ad una quota inferiore rispetto al piano di posa della fondazione. Dunque, la falda non viene considerata ai fini del dimensionamento dell'opera in esame.

## 6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

I pesi dei materiali utilizzati per le strutture portanti sono conformi alle NTC 18.

Del peso proprio degli elementi strutturali, tiene conto il programma di calcolo che considera il seguente peso specifico del calcestruzzo armato:

- calcestruzzo armato 25 kN/m<sup>3</sup>

Si riportano di seguito le analisi dei carichi unitari agenti sulla struttura.

I valori delle azioni di seguito indicati sono stati considerati come valori caratteristici nelle verifiche agli stati limite.

### 6.1 Carichi permanenti

#### 6.1.1 Travi e pilastri

Il peso proprio di travi e pilastri viene tenuto in conto automaticamente dal programma di calcolo.

#### 6.1.2 Solaio copertura

##### G1 - Peso proprio solaio

Solaio prédalles (h = 0.24 m)

soletta:  $25 \text{ kN/m}^3 \times 1.20 \text{ m} \times 0.04 \text{ m} = 1.20 \text{ kN/m}^2$

travetto:  $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.40 \text{ m} \times 0.16 \text{ m} = 1.60 \text{ kN/m}^2$

prédalles:  $25 \text{ kN/m}^3 \times 1.20 \text{ m} \times 0.04 \text{ m} = 1.20 \text{ kN/m}^2$

EPS:  $0.3 \text{ kN/m}^3 \times (1.20 - 0.4) \text{ m} \times 0.16 = 0.0384 \text{ kN/m}^2$

La somma di tali valori è 4.04 kN/m<sup>2</sup> riferita ad una fascia larga 1.20 m (larghezza singola prédalles), pertanto il carico relativo ad una fascia larga 1.00 m risulta pari a **3.37 kN/m<sup>2</sup>**.

##### G2 - Sovraccarichi permanenti

Massetto pendenza:  $16 \times 0.10 = 1.60 \text{ kN/m}^2$

Impermeabilizzazione/impianti/pavimenti: 1.50 kN/m<sup>2</sup>

La somma di tali valori è pari a **3.10 kN/m<sup>2</sup>**.

### 6.1.3 Facciate e cornicioni

Si considerano tamponature costituite da:

Sl.no	Descrizione		Tipo	Densità kN\m3	Height of wall (m) = Storey Ht-Beam Depth =	Peso kN\m2	Carichi kN\m
	TIPOLOGIA	Spessore in (m)					
1	Mattoni facciavista	0.075	Pieno	17	1	1.28	1.28
2	Blocchi cavi in CLS vibrocompresso	0.145	CLS	12	1	1.74	1.74
3	Intonaco	0.02	Pieno	20	1	0.40	0.40
<b>Tot:</b>						<b>3.42</b>	<b>3.42</b>

Si adotta pertanto un peso proprio superficiale dei pannelli di tamponatura laterale pari a **3.42 kN/m<sup>2</sup>**.

L'azione viene ripartita in parti uguali tra le travi del solaio di copertura ed le travi di fondazione. L'assunzione di ripartizione delle azioni dovute alle tamponature in parti uguali tra le travi del solaio di copertura e le strutture di fondazione risulta senz'altro veritiera in termini di distribuzione delle masse inerziali presenti nel manufatto (e conseguentemente in termini di caratteristiche dinamiche della struttura e delle risultanti attese azioni sismiche).

Per quanto concerne il cornicione, invece, si conside un carico pari a **1.90 kN/m**.

## 6.2 Carichi variabili

### Q – Sovraccarichi accidentali (cat. H1)

Il sovraccarico accidentale per la categoria Cat. H1 vale **0.50 kN/m<sup>2</sup>**.

## 6.3 Azioni della neve

Il carico da neve per superficie unitaria di copertura  $q_s$  viene valutato attraverso l'espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura e che nel caso in esame, trattandosi di copertura piana si assume pari a 0.8;

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo; in mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, la norma fornisce un valore minimo di  $q_{sk}$  riferito ad un periodo di ritorno pari a 50 anni. Per la zona III (Catania) e per una quota del suolo sul livello del mare minore o uguale di 200 m si assume  $q_{sk} = 0.60$  kN/m<sup>2</sup>;

$C_E$  è il coefficiente di esposizione che, per classe di topografia "normale", assume valore unitario;

$C_t$  è il coefficiente termico che tiene conto della riduzione del carico da neve a causa dello scioglimento della stessa, dovuto alla perdita di calore della costruzione. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_t = 1$ .

Ne consegue che per la struttura in esame si considera un carico da neve uniforme in copertura pari a:

Zona	III
Altitudine $a_s$	200 m
Area topografica	normale
Inclinazione falde	0°
$q_{sk}$	0.60 kN/m <sup>2</sup>
coeff esposizione $c_E$	1.00
coeff termico $c_t$	1.00
coefficiente di forma $\mu_i$	0.80

Dunque, il carico da neve, pari a  $q_s = \mu_i q_{sk} c_E c_t$ , vale **0.50 kN/m<sup>2</sup>**.

## 6.4 Azioni del vento

### 6.4.1 Pressione normale

L'azione del vento viene convenzionalmente considerata un'azione statica agente in direzione orizzontale.

La pressione del vento (N/m<sup>2</sup>) è data dall'espressione:

$$p = q_r c_e c_p c_d$$

dove:

$q_r$  è la pressione cinetica di riferimento di cui al §3.3.6;

$c_e$  è il coefficiente di esposizione di cui al §3.3.7;

$c_p$  è il coefficiente di pressione di cui al §3.3.8;

$c_d$  è il coefficiente dinamico di cui al §3.3.9.

Tali coefficienti vengono di seguito determinati.

#### Pressione cinetica di riferimento $q_r$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

dove:

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m<sup>3</sup>;

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento (che rappresenta il valore caratteristico a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni).

Nel caso in esame, per zona 4 (Sicilia) ed  $a_s \leq 500$  m si ha  $v_b = v_{b,0} = 28$  m/s. Dunque, la pressione cinetica di riferimento  $q_b$  vale 0.536 kN/m<sup>2</sup>.

#### Coefficiente di esposizione $c_e$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min})$$

per  $z < z_{\min}$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

Nel caso in esame, essendo in zona 4, classe di rugosità del terreno D e quindi categoria di esposizione del sito II, si ha:

$$k_r = 0.19;$$

$$z_0 = 0.1 \text{ m};$$

$$z_{\min} = 4 \text{ m};$$

$$c_t = 1;$$

$$z = 4.45 \text{ m};$$

$$c_e = 1.80.$$

### **Coefficiente dinamico $c_d$**

In assenza di considerazioni di dettaglio inerenti i fenomeni di natura aeroelastica e di distacco dei vortici si assume cautelativamente un valore  $c_d = 1$ .

### **Coefficiente di forma $c_p$**

$$c_p = c_{psopravento} + c_{psottovento}$$

dove:

$c_{psopravento}$  è il coefficiente di forma per elementi sopravento assunto pari a +0.8;

$c_{psottovento}$  è il coefficiente di forma per elementi sottovento assunto pari a -0.4.

Per costruzioni che hanno una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale, la pressione interna si assumerà pari a :  $c_{pi} = \pm 0.2$ .

In sintesi, l'azione del vento sarà:

- **superfici sopravento  $p = 0.77 \text{ kN/m}^2$**
- **superfici sottovento  $p = 0.39 \text{ kN/m}^2$**

## **6.4.2 Pressione tangenziale**

Oltre alla pressione normale va tenuta in conto anche un'azione tangenziale per unità di superficie parallela alla direzione del vento.

Tale azione può essere valutata come:

$$P_f = q_b \cdot c_e \cdot c_f$$

dove:

$q_b$  e  $c_e$  sono quelli già definiti per il calcolo della pressione normale da vento;

$c_f$  è il coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente e che per una generica superficie scabra può essere assunto pari a 0.02.

In definitiva,  $q_b = 1.03 \text{ kN/m}^2$ , da cui si ha:

$$p_{f,max} = 0.02 \text{ kN/m}^2$$

## 6.5 Variazione termica

Negli edifici in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per l'efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto della sola componente uniforme di variazione termica  $\Delta T_u = T - T_0$  pari alla differenza tra la temperatura media attuale  $T$  e quella iniziale alla data della costruzione  $T_0$ .

Nella modellazione sono stati considerati i seguenti carichi termici uniformi:

- strutture in c.a. protette  $\Delta T_u = \pm 10^\circ \text{ C}$
- strutture in c.a. esposte  $\Delta T_u = \pm 15^\circ \text{ C}$

## 6.6 Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

### 6.6.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata al seguito nella Tab. 2.4.I delle norme tecniche NTC-2018.

Tab. 2.4.I - Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100



	<p style="text-align: center;"><b>LINEA FERROVIARIA CATANIA C.LE - GELA</b>  <b>TRATTA FERROVIARIA CALTAGIRONE - GELA</b>  <b>RIPRISTINO TRATTA CALTAGIRONE - GELA</b></p>																		
<p>FABBRICATO FT (GALLERIA DELL'ARZIA LATO GELA)  RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;">COMMESSA</th> <th style="text-align: left;">LOTTO</th> <th style="text-align: left;">FASE</th> <th style="text-align: left;">ENTE</th> <th style="text-align: left;">TIPO DOC.</th> <th style="text-align: left;">OPERA</th> <th style="text-align: left;">PROG.</th> <th style="text-align: left;">REV.</th> <th style="text-align: left;">FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RS6K</td> <td>00</td> <td>R</td> <td>78</td> <td>CL</td> <td>FA0600</td> <td>001</td> <td>A</td> <td>17 di 72</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO	RS6K	00	R	78	CL	FA0600	001	A	17 di 72
COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO											
RS6K	00	R	78	CL	FA0600	001	A	17 di 72											

Dunque, nel caso in esame si ha  $V_N = 50$  anni.

### 6.6.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti;
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso;
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il fabbricato rientra per le sue funzioni tra le compresi nella **classe d'uso II**.

### 6.6.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ .

Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore pari a  $C_U = 1.0$  per la classe d'uso II.

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.0 = 50 \text{ anni}$$

### 6.6.4 Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC18, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC18 sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  è accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le forme spettrali previste dalle NTC18 sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e da vite di riferimento.

A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento  $V_R$  della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$  associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine si utilizza come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{VR}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante la seguente espressione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate Norme, in funzione di prefissati valori del periodo di ritorno  $T_R$ .

L'accelerazione al sito  $a_g$  è espressa in  $g/10$ ,  $F_0$  è adimensionale,  $T_c^*$  è espresso in secondi.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a latitudine e longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine.

### 6.6.5 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si adotta la categoria di **sottosuolo C**.

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  valgono 1. Per le categorie di sottosuolo B,C,D ed E i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  possono essere calcolati in funzione dei valori  $F_0$  e  $T_c^*$  relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella tab. 3.2.V, nelle quali  $g$  è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Con riferimento alle caratteristiche della superficie topografica inerente l'opera in oggetto, si adotta la categoria **topografica T<sub>1</sub>**.

### 6.6.6 Classe di duttilità

La costruzione oggetto della presente relazione, soggetta all'azione sismica, non dotata di appositi dispositivi dissipativi, è stata progettata considerando un comportamento strutturale dissipativo.

Nel comportamento strutturale dissipativo, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti).

In particolare è stata adottata la "Classe di duttilità bassa (CD" B")".

### 6.6.7 Regolarità

La struttura è rispondente a tutti i requisiti di regolarità in pianta ed in elevazione elencati nel §7.2.2 delle NTC 18.

### 6.6.8 Tipologia strutturale e fattore di struttura

La tipologia strutturale della fabbricato in esame è “sismo resistente in calcestruzzo armato” (§7.4.3.1 NTC 18) ed è classificabile come:

- struttura a telaio

Agli stati limite ultimi le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, tenendo conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovreresistenza, dell’incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso lo spettro di progetto da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule del §3.2.3 - NTC2018  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura.

Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione dell’azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato mediante la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

$q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura;

$K_R$  è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione.

Un problema importante è la scelta del valore base del coefficiente di comportamento  $q_0$ , che risulta legato alla tipologia strutturale ed al livello di duttilità attesa.

L’edificio in esame può essere riconducibile ad un sistema a telaio.

Per quanto riguarda il livello di duttilità attesa, si stabilisce di progettare il fabbricato in accordo con un comportamento strutturale dissipativo caratterizzato da una Classe di Duttilità Bassa (CD“B”).

Pertanto, in base alla Tab. 7.3.II delle NTC 2018, il coefficiente di comportamento  $q_0$  può essere valutato come:

$$q_0 = 3.0 \cdot \alpha_U / \alpha_1$$

Trattandosi di una struttura a telaio ad un solo piano ed una sola campata in direzione trasversale, in accordo con il §7.4.3.2 – NTC 2018, si assume:

$$\alpha_U / \alpha_1 = 1.1$$

Inoltre, la costruzione risulta REGOLARE IN PIANTA in quanto soddisfa il requisito b) riportato al § 7.2.3 – NTC2018. Essendo, poi, la struttura anche REGOLARE IN ALTEZZA si può assumere  $K_R = 1$ . Pertanto, il fattore di struttura al quale si farà riferimento per la definizione dello spettro di progetto è  $q = 3.3$ .

## 6.6.9 Spettri di risposta

Per l'individuazione dei parametri di pericolosità sismica, del caso in esame, è stato consultato il sito <https://www.acca.it/edilus-ms/>. Si riportano di seguito le immagini relative alla definizione dello spettro di risposta elastico.

Latitudine (WGS84)	37.18713131	Longitudine (WGS84)	14.49497076
Latitudine (ED50)	37.188806	Longitudine (ED50)	14.495767
Altitudine (m)	0		
Classe dell'edificio	II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamer		
Vita Nominale Struttura	50		
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	50		

Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	$T_r$ [anni]	$a_g/g$ [-]	$F_o$ [-]	$T_o^*$ [s]
Operatività	30	0.034	2.485	0.234
Danno	50	0.046	2.504	0.272
Salvaguardia Vita	475	0.180	2.299	0.419
Prevenzione Collasso	975	0.261	2.363	0.460

[Termini e Condizioni di utilizzo di Edilus-MS](#)

Figura 6 - Individuazione della pericolosità del sito

### 6.6.9.1 Spettro di risposta allo SLD

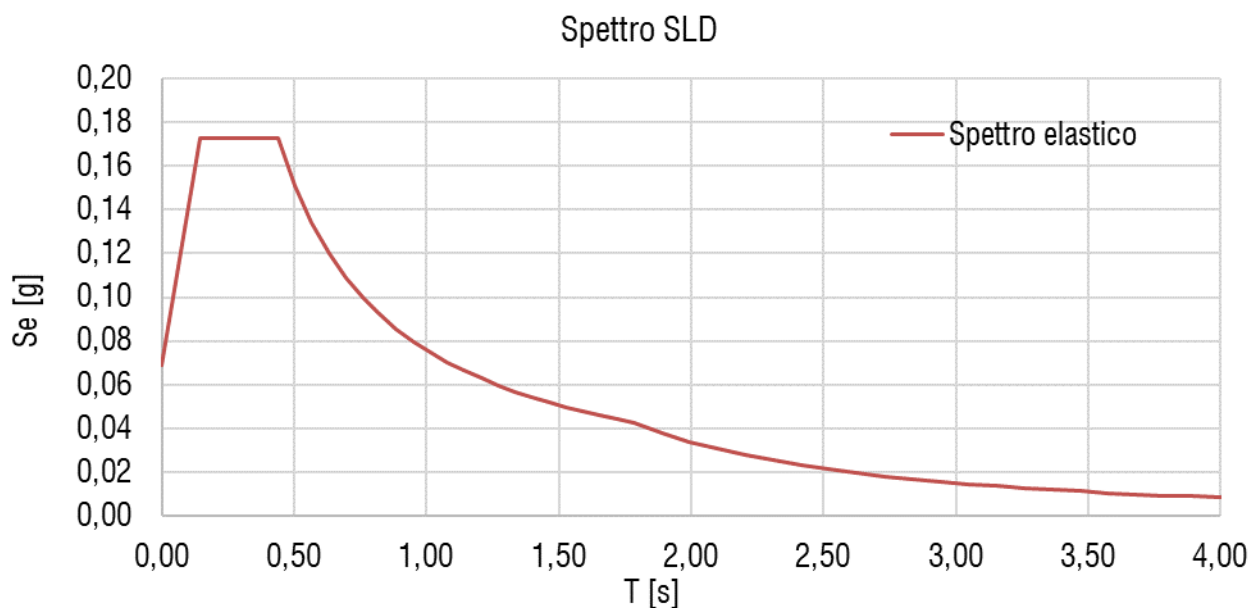


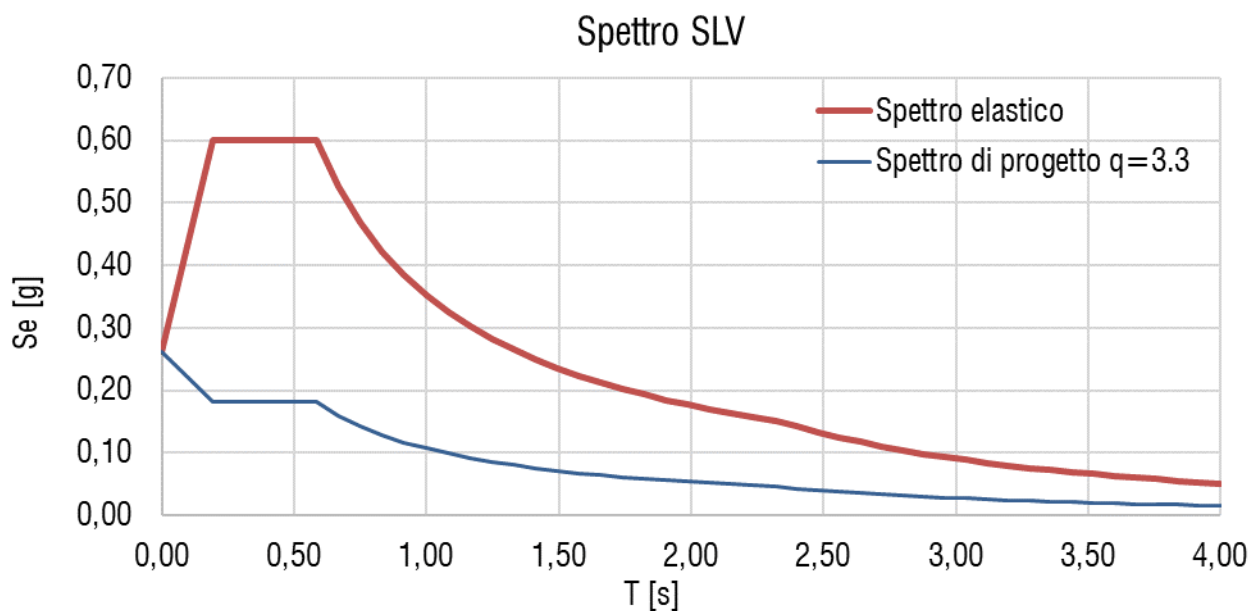
Figura 7 - Spettro di risposta all'SLD

$a_g$ [g]	0.046
$F_o$ [-]	2.504
$T^*_c$ [s]	0.272
$S_s$ [-]	1.500
$C_c$ [-]	1.614
$S_T$ [-]	1.000

$S$ [-]	1.500
$\eta$ [-]	1.000
$T_B$ [s]	0.146
$T_C$ [s]	0.439
$T_D$ [s]	1.784

**Figura 8 - Parametri dello spettro di risposta elastico nella componente orizzontale all'SLD**

### 6.6.9.2 Spettro di risposta allo SLV


**Figura 9 - Spettro di risposta nella componente orizzontale all'SLV**

$a_g$ [g]	0.180
$F_o$ [-]	2.299
$T^*_c$ [s]	0.419
$S_s$ [-]	1.452
$C_c$ [-]	1.399
$S_T$ [-]	1.000

$S$ [-]	1.452
$\eta$ [-]	1.000
$T_B$ [s]	0.195
$T_C$ [s]	0.586
$T_D$ [s]	2.320

**Figura 10 - Parametri dello spettro di risposta inella componente orizzontale all'SLV**

## 7 CODICI DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni gravanti sugli elementi strutturali, per i modi di vibrare della struttura e per verifiche di resistenza si è fatto ricorso seguenti Software di calcolo:

- “Midas GEN”;
- “PresFle”;
- “Fogli di Calcolo Excel Autoprodotti”.

### **7.1 Affidabilità del software**

La documentazione fornita a corredo dei software (“Midas GEN” e “PresFle”) contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l’individuazione dei campi d’impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati.

## **8 ANALISI DELLA STRUTTURA**

### **8.1 Modello di calcolo**

L’analisi della struttura in esame è stata effettuata attraverso una modellazione agli elementi finiti. La struttura è stata modellata con un modello numerico nelle tre dimensioni nello spazio, il sistema di riferimento assunto prevede una terna destrorsa il cui asse X è orientato in direzione nord e l’asse Z verticale positivo verso l’alto. Il modello prevede un unico piano fuori terra. Travi e pilastri sono stati simulati con elementi beam, i solai mediante elementi shell. Le fondazioni sono modellate con elementi beam suolo elastico alla Winkler, attraverso l’introduzione di molle verticali. La traslazione orizzontale è stata bloccata mediante restraint nei nodi alla base dei pilastri.

Seguono alcune immagini rappresentative del modello di calcolo:

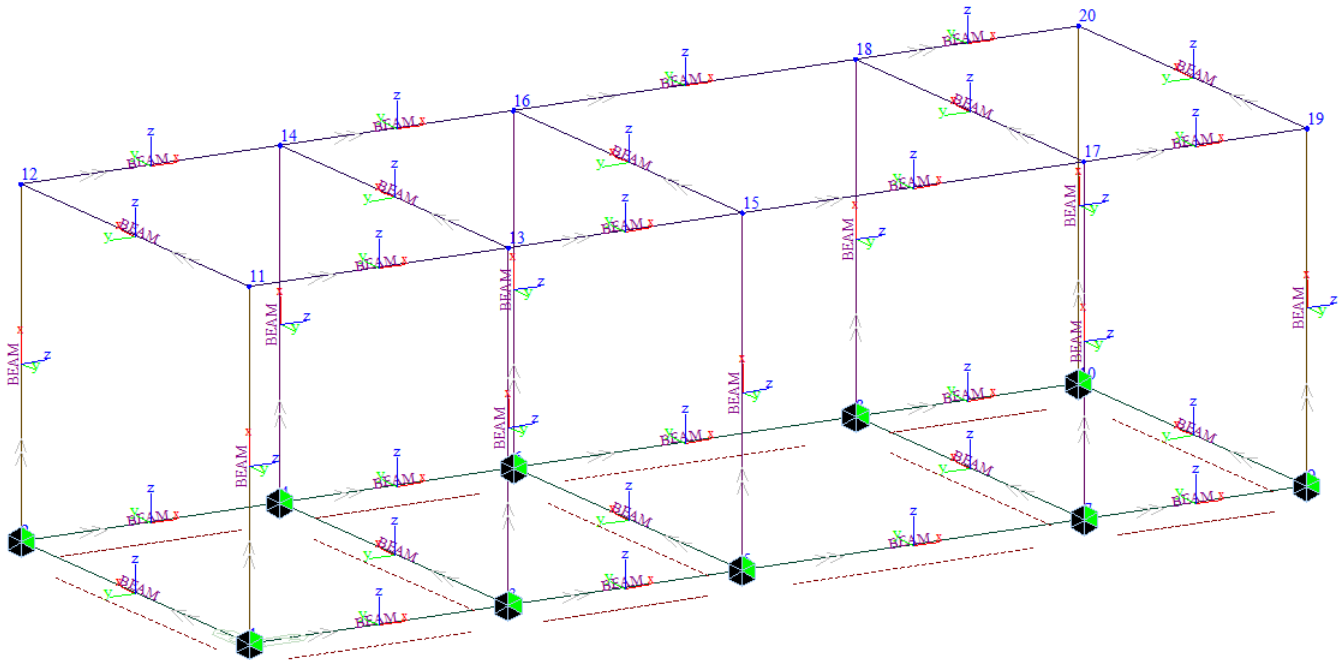


Figura 11 - Assi locali

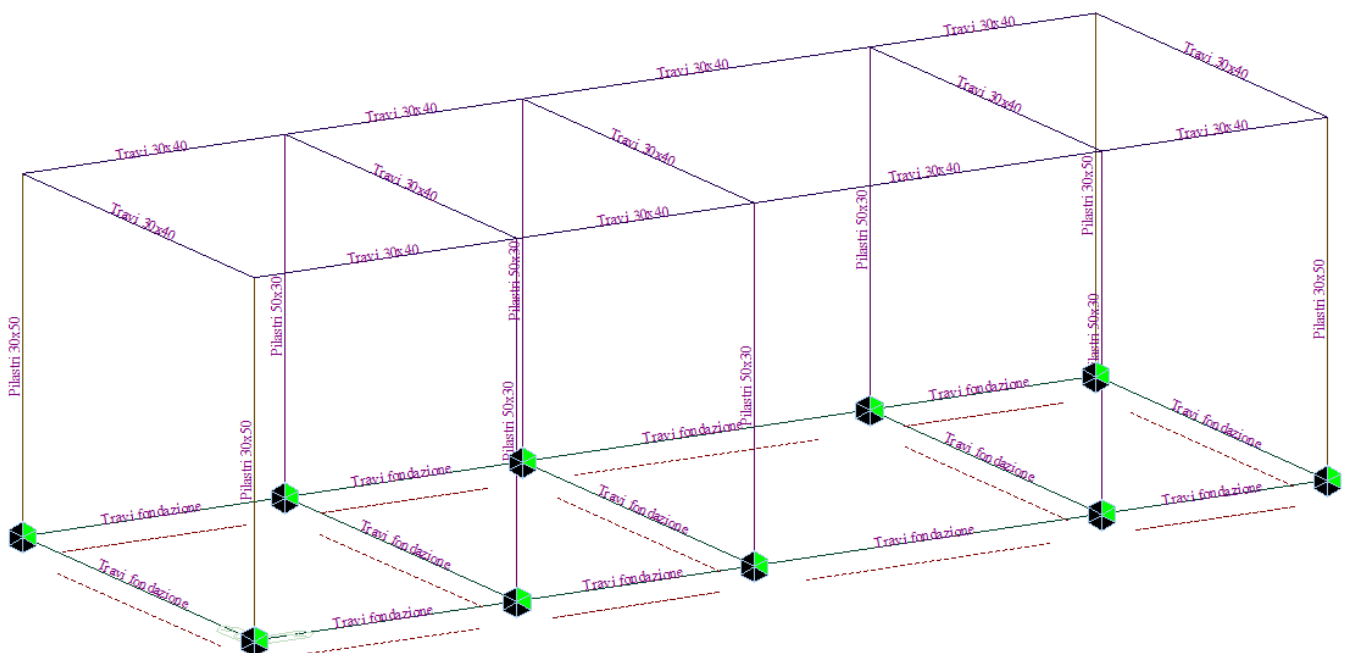


Figura 12 - Tipologia aste

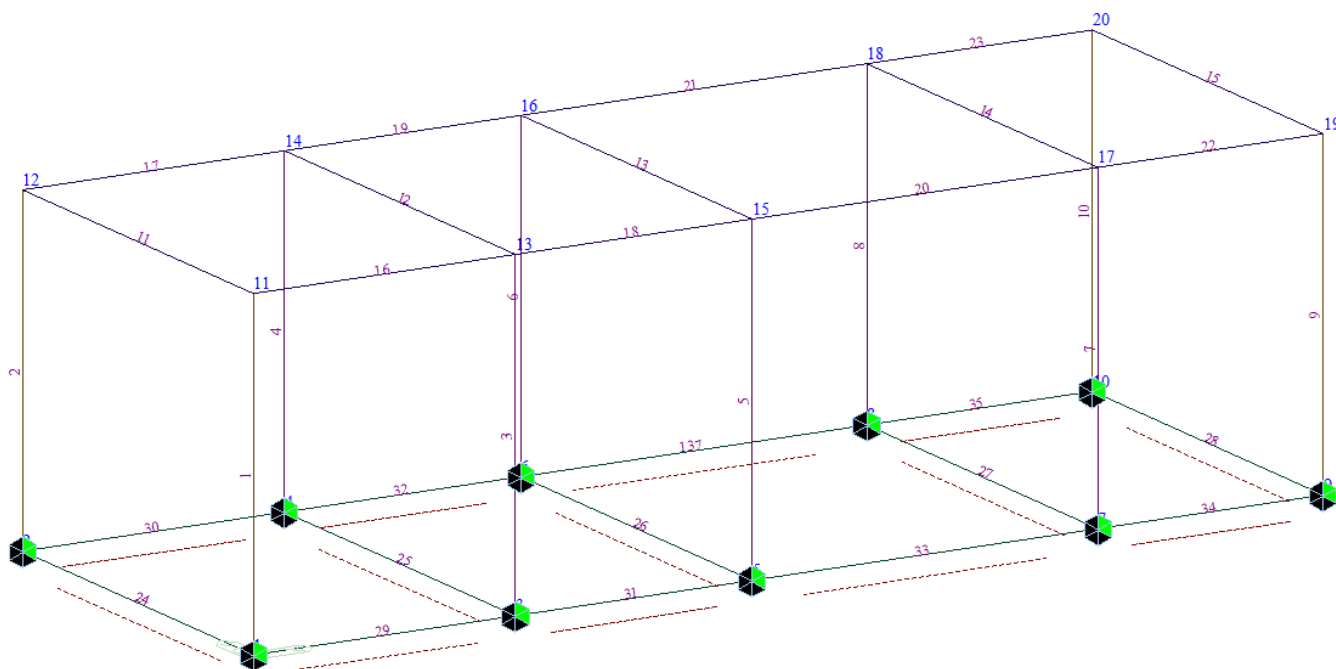


Figura 13 - Numerazione aste e nodi

## 8.2 Assegnazione dei carichi di progetto

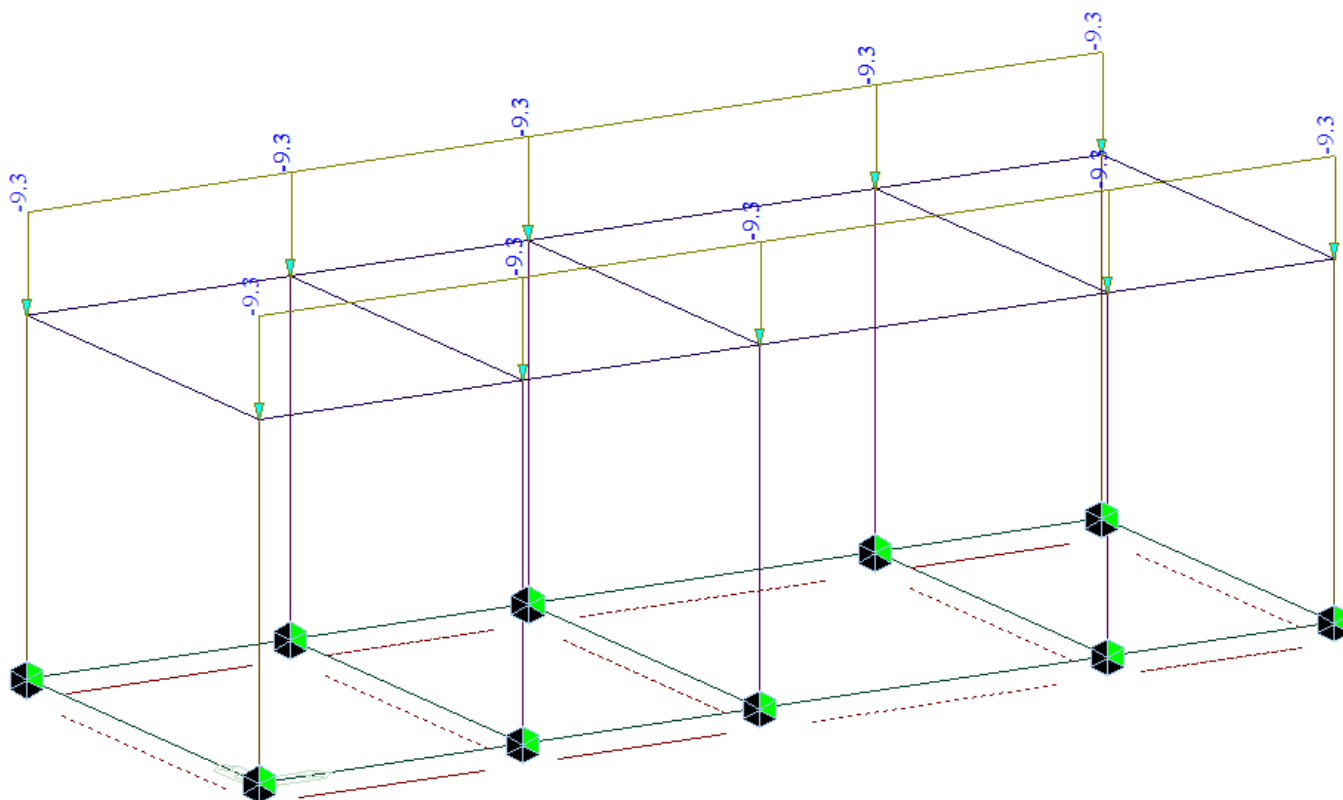


Figura 14 - G1 – Peso proprio solaio



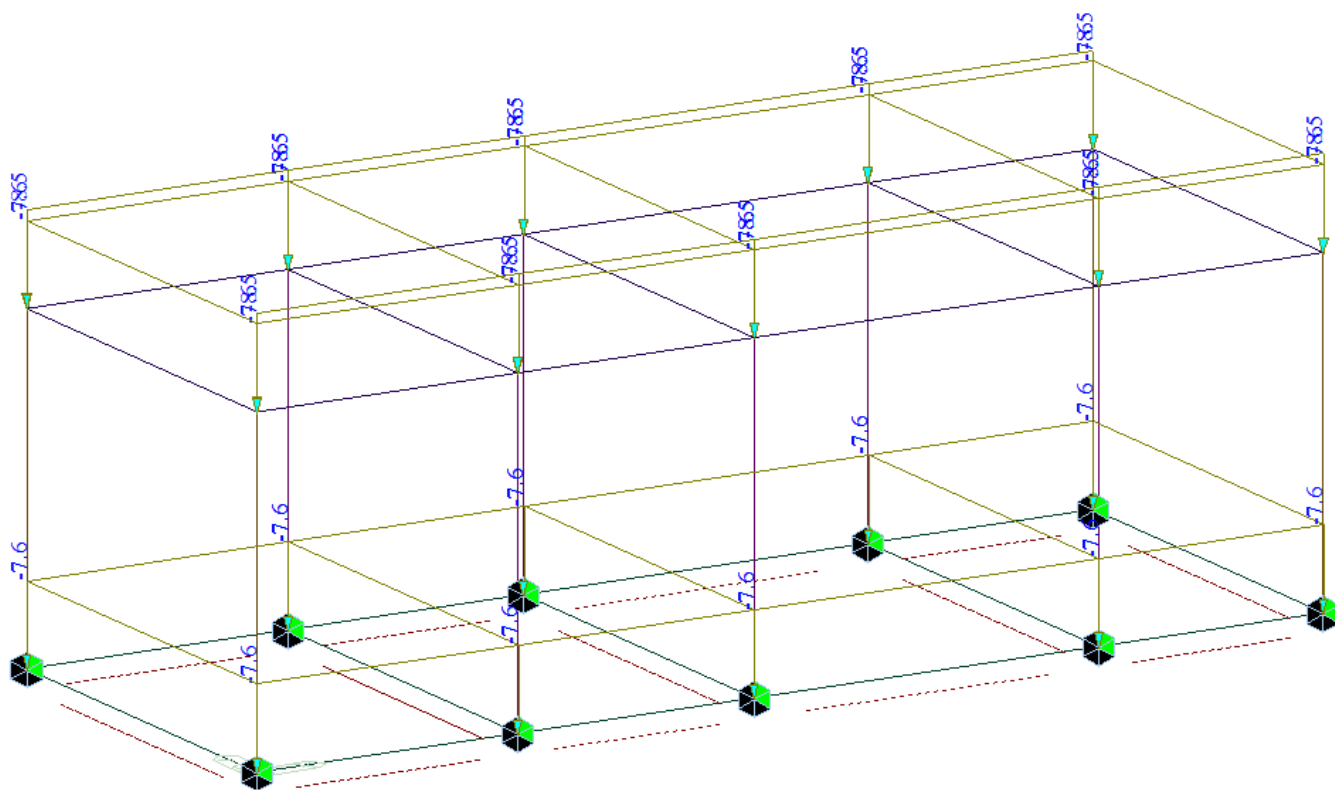


Figura 15 - G2 – Sovraccarichi permanenti solaio e facciate

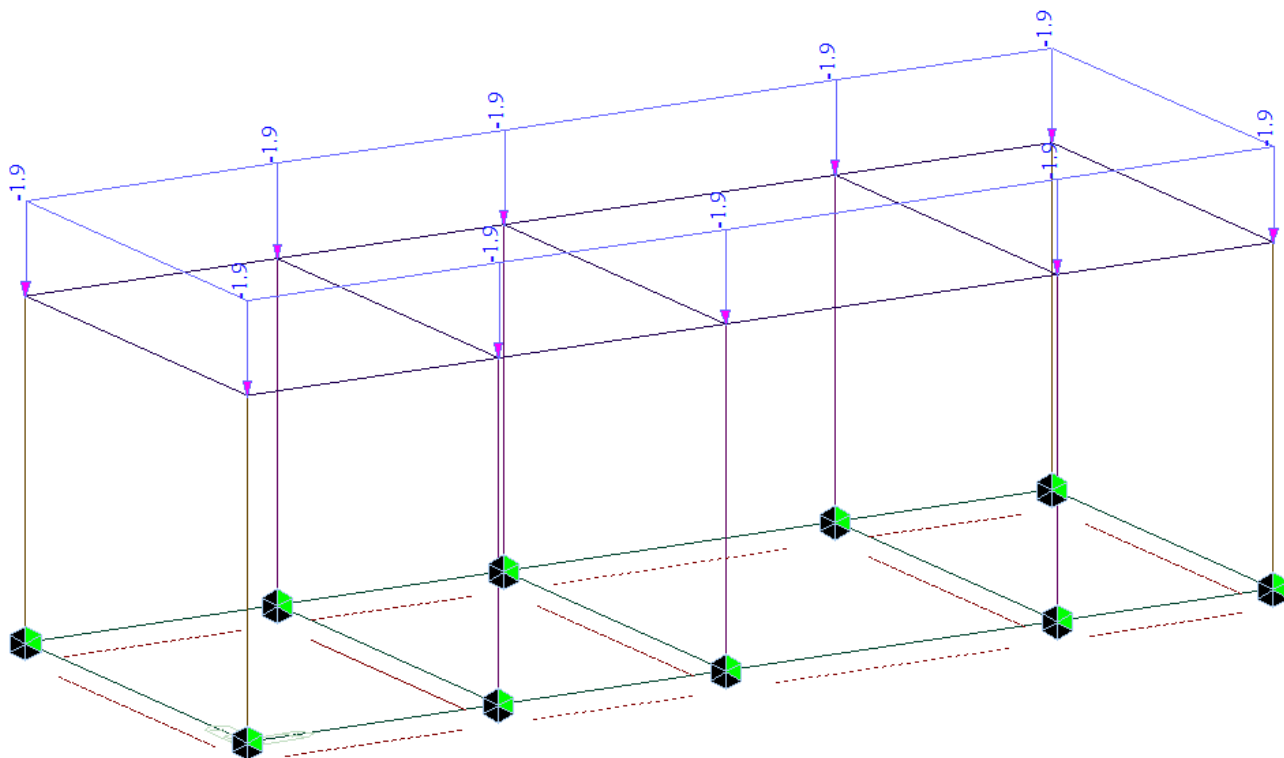


Figura 16 - G2 – Cornicioni

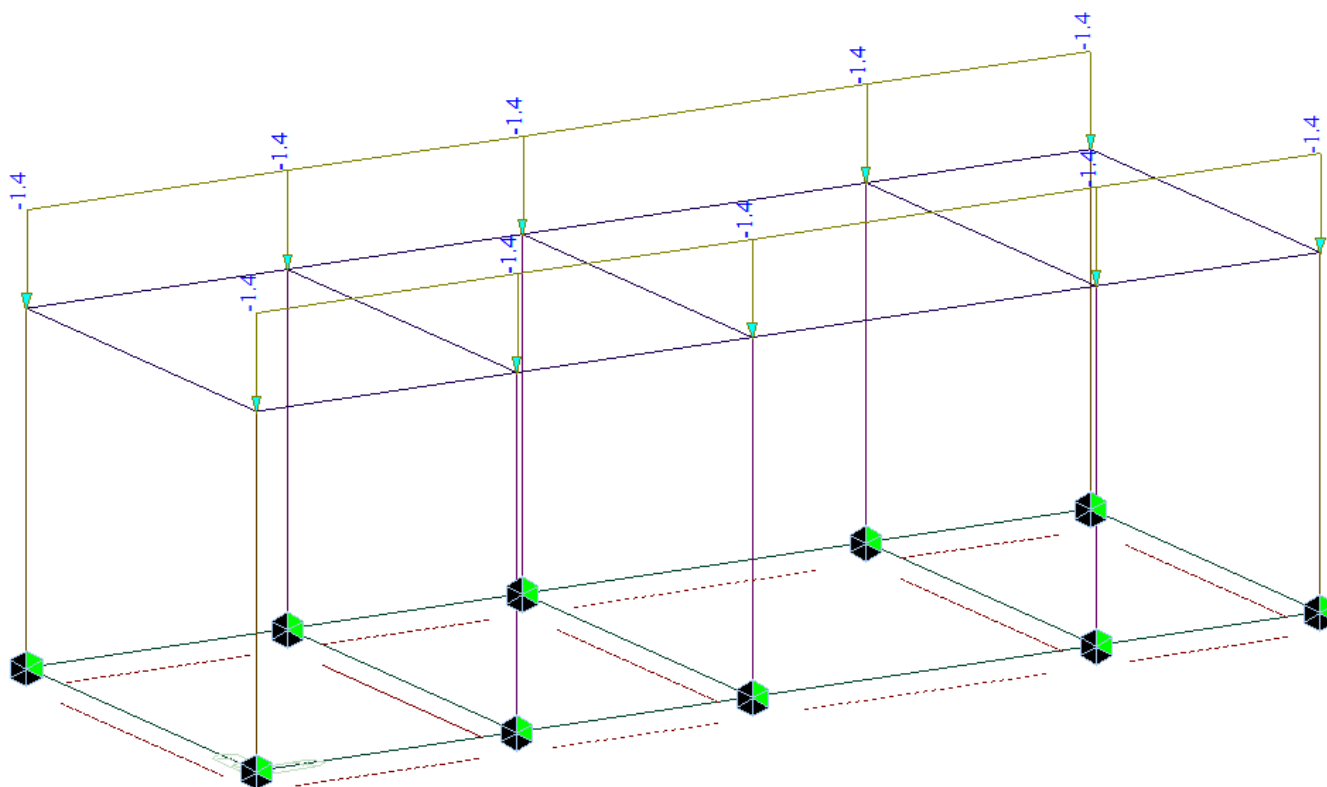


Figura 17 - QH1 – Sovraccarichi accidentali (sola manutenzione)

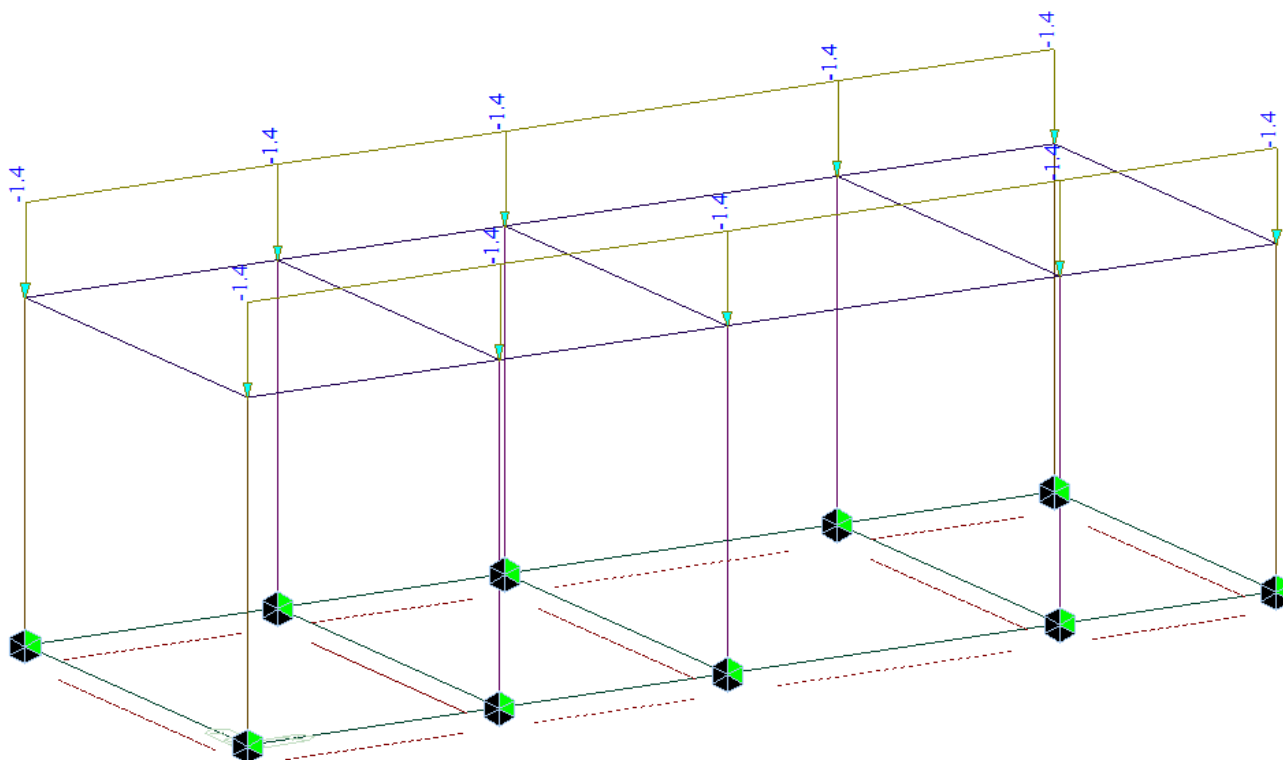


Figura 18 – Qneve – Sovraccarichi accidentali da neve

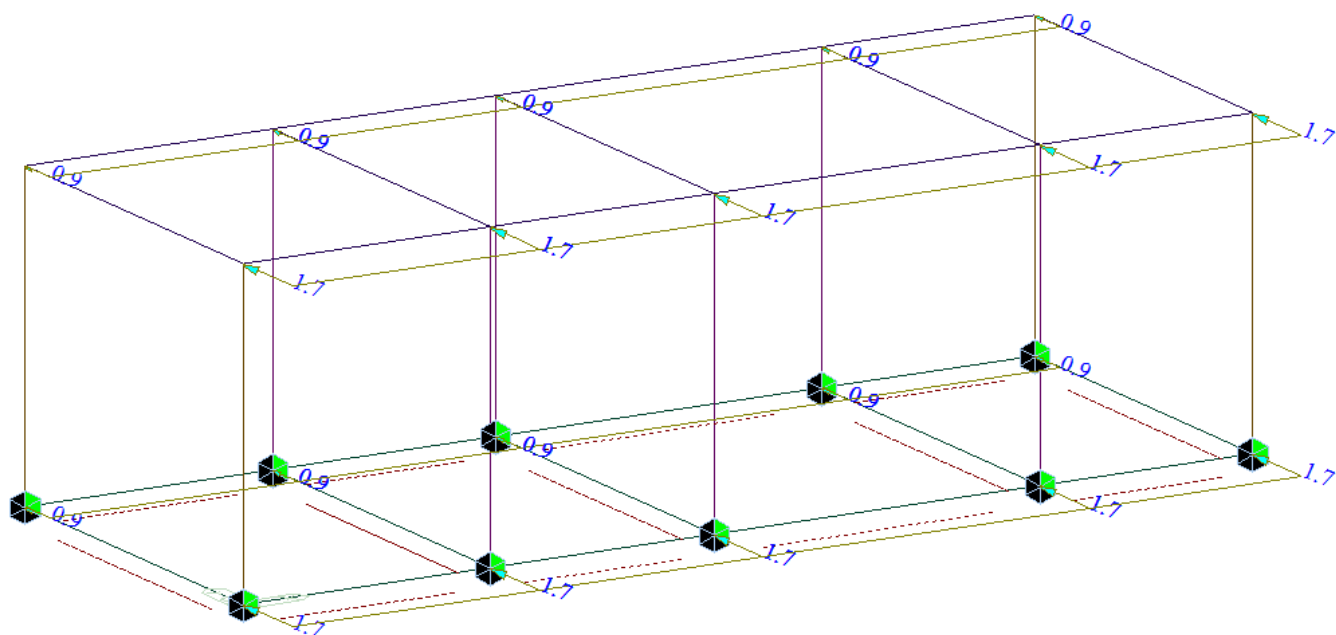


Figura 19 – Qvento\_X+ – Sovraccarichi accidentali da vento X+

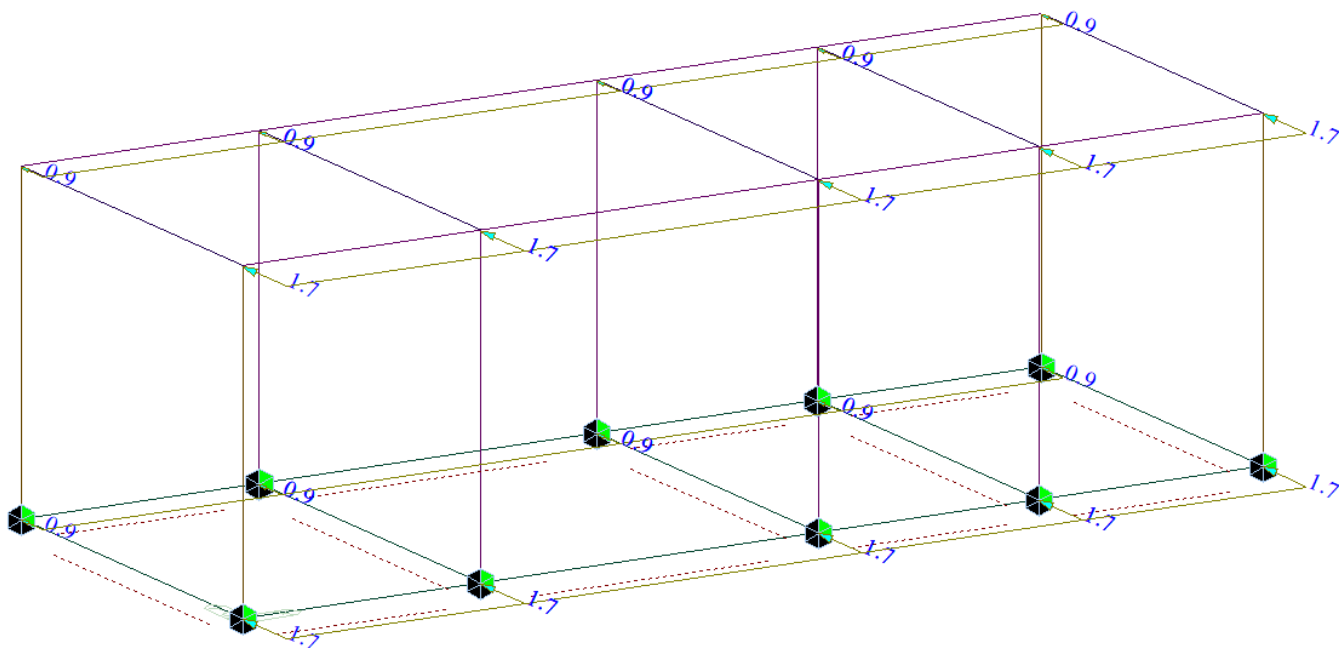
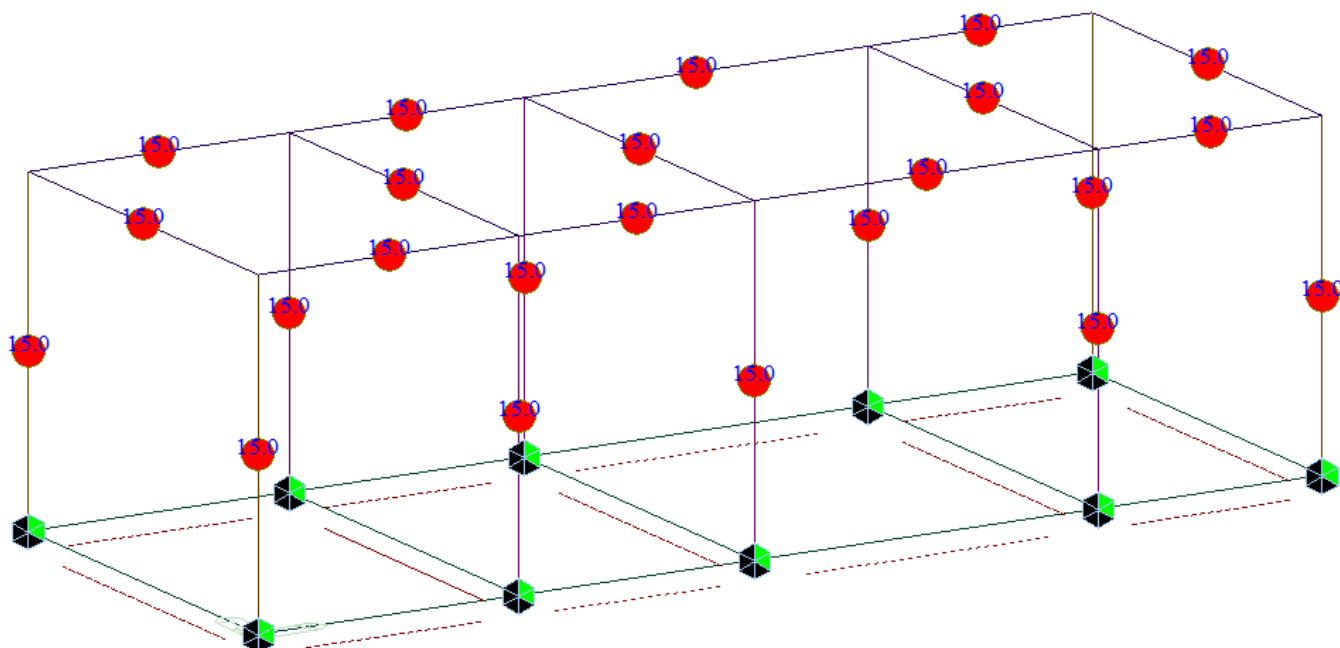
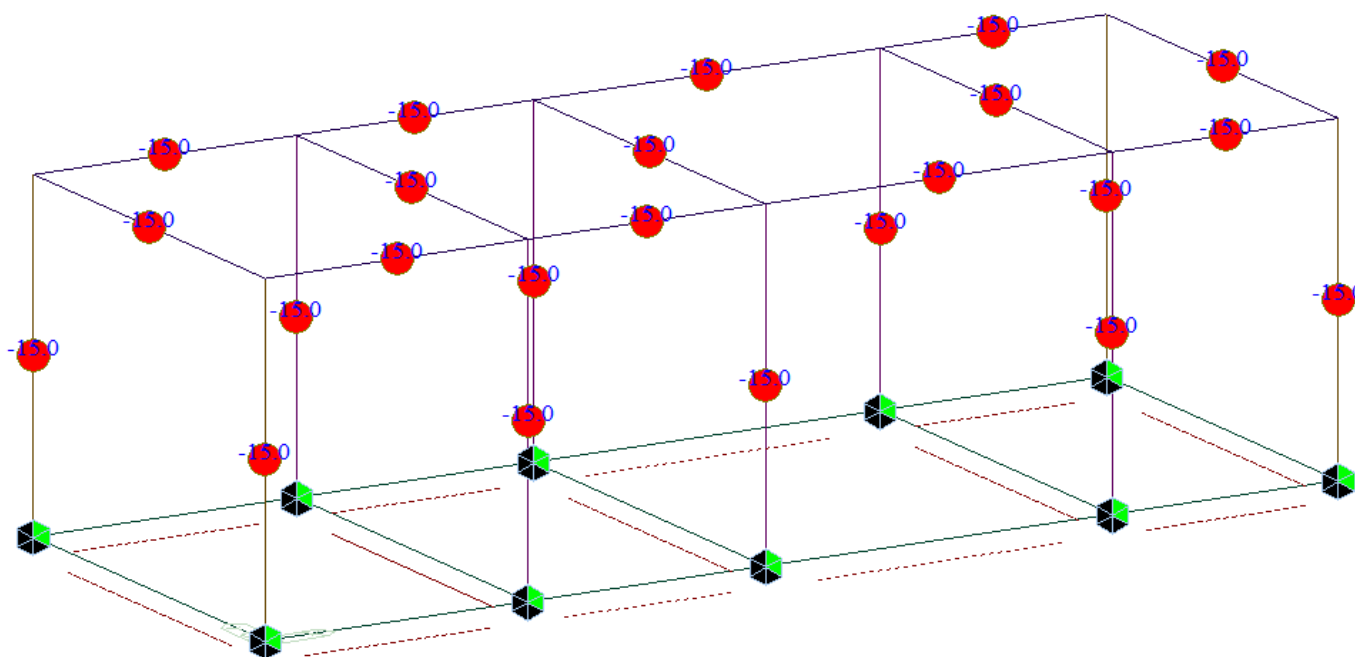


Figura 20 – Qvento\_Y+ – Sovraccarichi accidentali da vento Y+


**Figura 21 – QdeltaT+ – Sovraccarichi accidentali da variazione termica  $\Delta T+$** 

**Figura 22 – QdeltaT- – Sovraccarichi accidentali da variazione termica  $\Delta T-$** 

## 8.1 Analisi modale

Sono di seguito riportati periodi e frequenze, masse partecipanti e coefficienti di partecipazione modale dei primi tre modi di vibrare.

**Tabella 4 – Periodi e frequenze**

EIGENVALUE ANALYSIS			
Mode No	Frequency	Frequency	Period
(-)	w (rad/sec)	f (cycle/sec)	T (sec)
1	15.19	2.42	0.414
2	18.97	3.02	0.331
3	19.82	3.15	0.317

**Tabella 5 – Masse partecipanti (%)**

MODAL PARTICIPATION MASSES (%) PRINTOUT						
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
(-)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	0.0	0.0	99.9	99.9	0.0	0.0
2	99.9	99.9	0.0	99.9	0.0	0.0
3	0.0	99.9	0.0	99.9	0.0	0.0

Mode No	ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
(-)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
3	0.0	0.1	0.0	0.0	99.9	99.9

**Tabella 6 – Masse partecipanti**

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT						
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
(-)	MASS (Kg)	SUM (Kg)	MASS (Kg)	SUM (Kg)	MASS (Kg)	SUM (Kg)
1	0.0	0.0	131104.6	131104.6	0.0	0.0
2	131175.9	131175.9	0.0	131104.6	0.0	0.0
3	0.0	131175.9	0.0	131104.6	0.0	0.0

Mode No	ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
(-)	MASS (Kgm <sup>2</sup> )	SUM (Kgm <sup>2</sup> )	MASS (Kgm <sup>2</sup> )	SUM (Kgm <sup>2</sup> )	MASS (Kgm <sup>2</sup> )	SUM (Kgm <sup>2</sup> )
1	1916.0	1916.0	0.0	0.0	0.6	0.6
2	0.0	1916.0	2556.5	2556.5	0.0	0.6
3	0.0	1916.0	0.0	2556.5	4039928.9	4039929.5

**Tabella 7 – Coefficienti di partecipazione modale**

MODAL PARTICIPATION FACTOR PRINTOUT			
Mode No	TRAN-X	TRAN-Y	TRAN-Z
(-)	Value	Value	Value
1	0.0	11.5	0.0
2	11.5	0.0	0.0
3	0.0	0.0	0.0

FABBRICATO FT (GALLERIA DELL'ARCIA LATO GELA)  
RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R	78	CL	FA0600	001	A	30 di 72

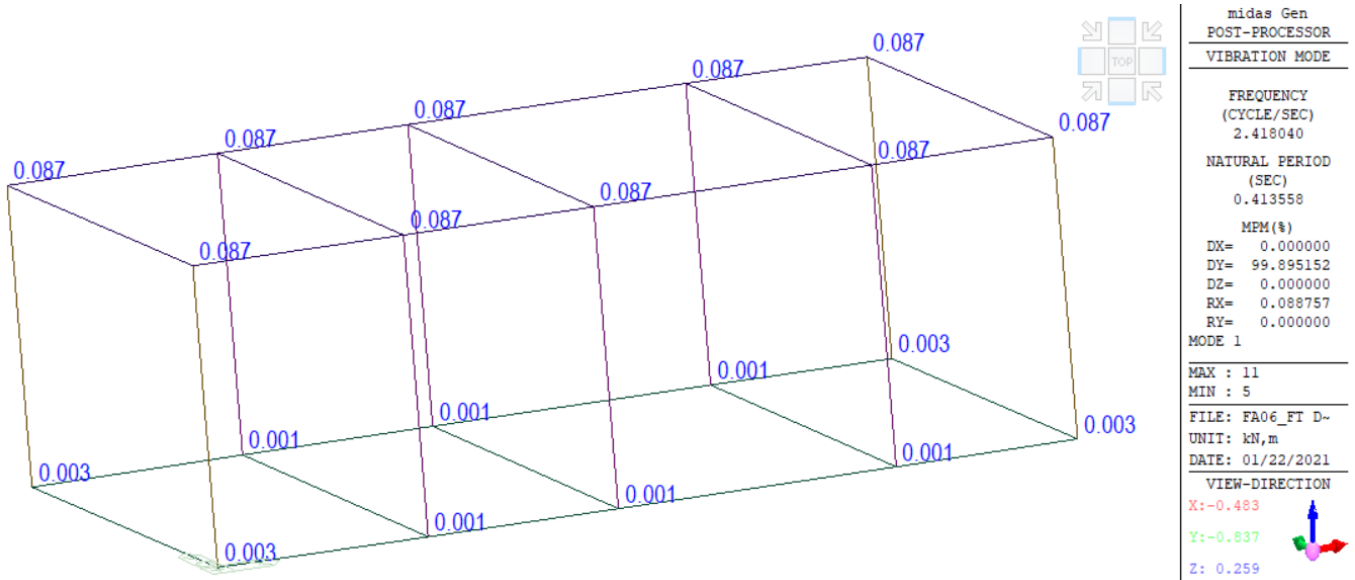


Figura 23 – Modo 1: diagramma degli spostamenti

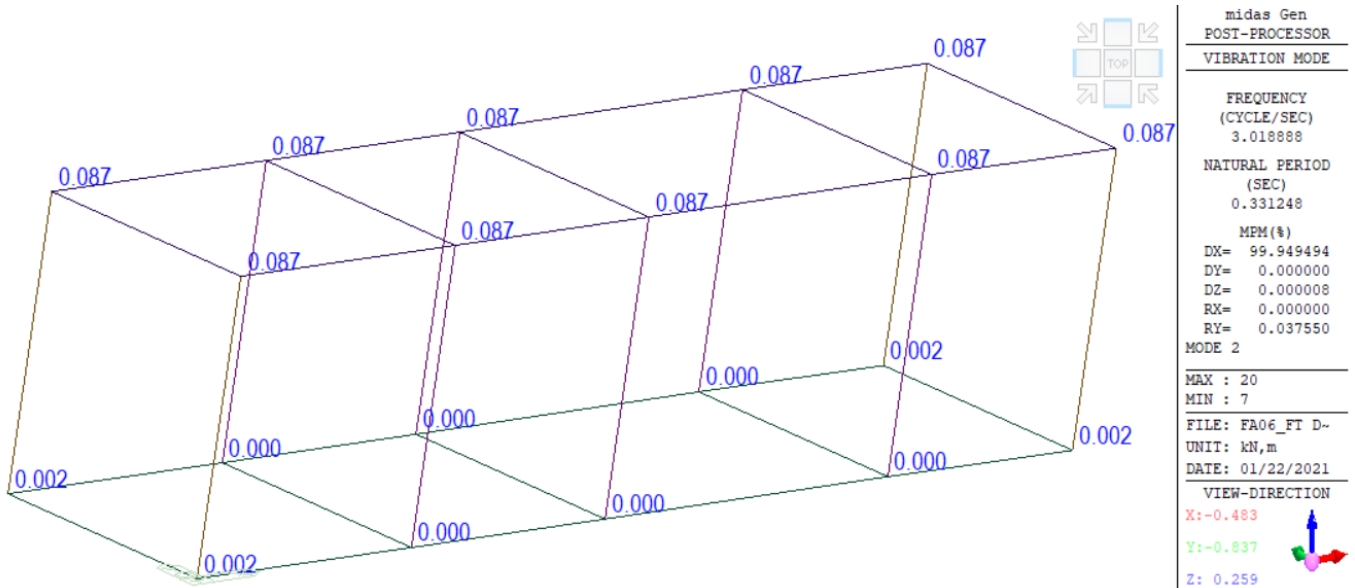
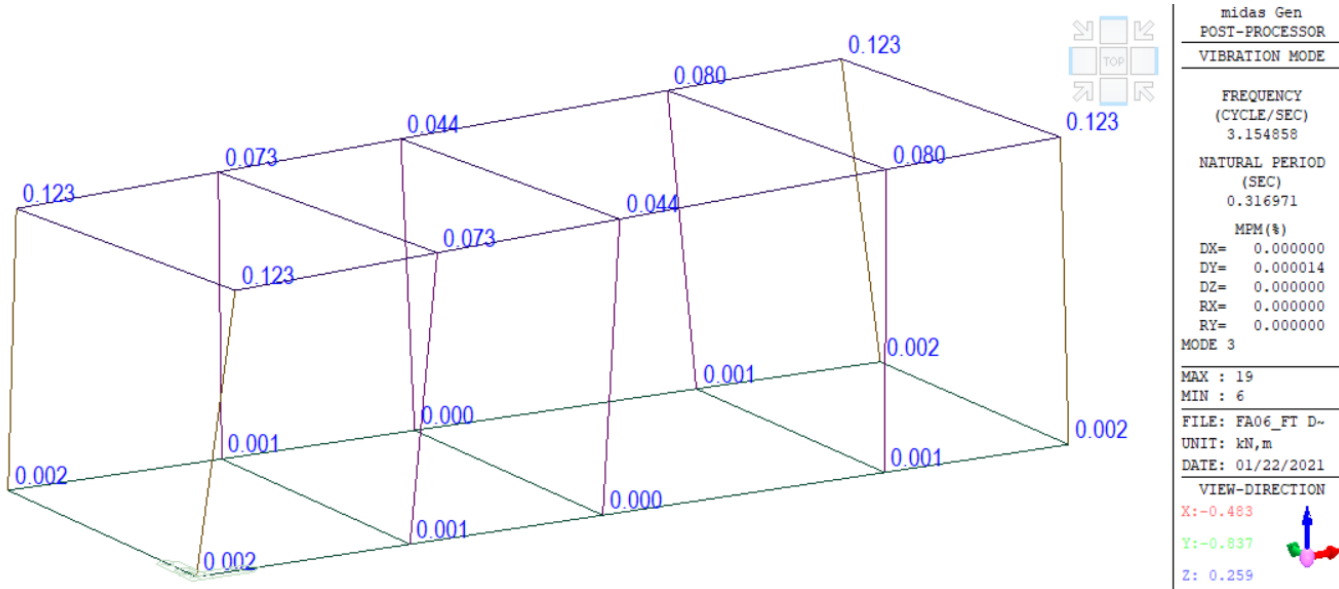


Figura 24 - Modo 2: diagramma degli spostamenti


**Figura 25 - Modo 3: diagramma degli spostamenti**

## 8.2 Combinazioni di carico

No	Name	Active	Type	Description
1	gLCB1	Active	Add	1.3D + 1.5(1.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT)
2	gLCB2	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(1.0QdeltaT+ + 1.0QdeltaT)
3	gLCB3	Active	Add	1.3D + 1.5(1.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + 1.5(0.5Qneve)
4	gLCB4	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(1.0QdeltaT+ + 1.0QdeltaT) + 1.5(0.5Qneve)
5	gLCB5	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + 1.5(1.0Qneve)
6	gLCB6	Active	Add	1.3D + 1.5(1.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + 1.5(0.6)Qvento_X+
7	gLCB7	Active	Add	1.3D + 1.5(1.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + 1.5(0.6)Qvento_Y+
8	gLCB8	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(1.0QdeltaT+ + 1.0QdeltaT) + 1.5(0.6)Qvento_X+
9	gLCB9	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(1.0QdeltaT+ + 1.0QdeltaT) + 1.5(0.6)Qvento_Y+
10	gLCB10	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + 1.5Qvento_X+
11	gLCB11	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + 1.5Qvento_Y+
12	gLCB12	Active	Add	1.3D + 1.5(1.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) - 1.5(0.6)Qvento_X+
13	gLCB13	Active	Add	1.3D + 1.5(1.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) - 1.5(0.6)Qvento_Y+
14	gLCB14	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(1.0QdeltaT+ + 1.0QdeltaT) - 1.5(0.6)Qvento_X+
15	gLCB15	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(1.0QdeltaT+ + 1.0QdeltaT) - 1.5(0.6)Qvento_Y+
16	gLCB16	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) - 1.5Qvento_X+
17	gLCB17	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) - 1.5Qvento_Y+
18	gLCB18	Active	Add	1.3D + 1.5(1.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + 1.5(0.5Qneve) + 1.5(0.6...
19	gLCB19	Active	Add	1.3D + 1.5(1.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + 1.5(0.5Qneve) + 1.5(0.6...
20	gLCB20	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(1.0QdeltaT+ + 1.0QdeltaT) + 1.5(0.5Qneve) + 1.5(0.6...
21	gLCB21	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(1.0QdeltaT+ + 1.0QdeltaT) + 1.5(0.5Qneve) + 1.5(0.6...
22	gLCB22	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + 1.5(0.5Qneve) + 1.5Qven...

23	gLCB23	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + 1.5(0.5Qneve) + 1.5Qven...
24	gLCB24	Active	Add	1.3D + 1.5(1.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + 1.5(0.5Qneve) - 1.5(0.6...
25	gLCB25	Active	Add	1.3D + 1.5(1.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + 1.5(0.5Qneve) - 1.5(0.6...
26	gLCB26	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(1.0QdeltaT+ + 1.0QdeltaT) + 1.5(0.5Qneve) - 1.5(0.6...
27	gLCB27	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(1.0QdeltaT+ + 1.0QdeltaT) + 1.5(0.5Qneve) - 1.5(0.6...
28	gLCB28	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + 1.5(0.5Qneve) - 1.5Qven...
29	gLCB29	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + 1.5(0.5Qneve) - 1.5Qven...
30	gLCB30	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + 1.5(1.0Qneve) + 1.5(0.6...
31	gLCB31	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + 1.5(1.0Qneve) + 1.5(0.6...
32	gLCB32	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + 1.5(1.0Qneve) - 1.5(0.6...
33	gLCB33	Active	Add	1.3D + 1.5(0.0QH1) + 1.5(0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + 1.5(1.0Qneve) - 1.5(0.6...
34	ENV_SLU	Active	Envelope	Concrete Strength Envelope
35	gLCB67	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSY SV in...
36	gLCB68	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSY SV in...
37	gLCB69	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSY SV in...
38	gLCB70	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSY SV in...
39	gLCB71	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSX SV in...
40	gLCB72	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSX SV in...
41	gLCB73	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSX SV in...
42	gLCB74	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSX SV in...
43	gLCB75	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSY SV in...
44	gLCB76	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSY SV in...
45	gLCB77	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSY SV in...
46	gLCB78	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSY SV in...
47	gLCB79	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSX SV in...
48	gLCB80	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSX SV in...
49	gLCB81	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSX SV in...
50	gLCB82	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSX SV in...
51	gLCB83	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSY SV in...
52	gLCB84	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSY SV in...
53	gLCB85	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSY SV in...
54	gLCB86	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSY SV in...
55	gLCB87	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSX SV in...
56	gLCB88	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSX SV in...
57	gLCB89	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSX SV in...
58	gLCB90	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSX SV in...
59	gLCB91	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSY SV in...
60	gLCB92	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSY SV in...
61	gLCB93	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSY SV in...
62	gLCB94	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSY SV in...
63	gLCB95	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSX SV in...



64	gLCB96	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSX SV in...$
65	gLCB97	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSX SV in...$
66	gLCB98	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSX SV in...$
67	ENV_SLV_q	Active	Envelope	Concrete Strength Envelope
68	gLCB132	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSY SV el...$
69	gLCB133	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSY SV el...$
70	gLCB134	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSY SV el...$
71	gLCB135	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSY SV el...$
72	gLCB136	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSX SV el...$
73	gLCB137	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSX SV el...$
74	gLCB138	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSX SV el...$
75	gLCB139	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSX SV el...$
76	gLCB140	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSY SV el...$
77	gLCB141	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSY SV el...$
78	gLCB142	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSY SV el...$
79	gLCB143	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSY SV el...$
80	gLCB144	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSX SV el...$
81	gLCB145	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSX SV el...$
82	gLCB146	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSX SV el...$
83	gLCB147	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00)(RSX SV el...$
84	gLCB148	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSY SV el...$
85	gLCB149	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSY SV el...$
86	gLCB150	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSY SV el...$
87	gLCB151	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSY SV el...$
88	gLCB152	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSX SV el...$
89	gLCB153	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSX SV el...$
90	gLCB154	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSX SV el...$
91	gLCB155	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSX SV el...$
92	gLCB156	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSY SV el...$
93	gLCB157	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSY SV el...$
94	gLCB158	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSY SV el...$
95	gLCB159	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSY SV el...$
96	gLCB160	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSX SV el...$
97	gLCB161	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSX SV el...$
98	gLCB162	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSX SV el...$
99	gLCB163	Active	Add	$1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT + + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00)(RSX SV el...$
100	ENV_SLV_elastico	Active	Envelope	Concrete Strength Envelope
101	gLCB229	Active	Add	$1.0D + (1.0QH1) + (0.6QdeltaT + + 0.6QdeltaT)$
102	gLCB230	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (1.0QdeltaT + + 1.0QdeltaT)$
103	gLCB231	Active	Add	$1.0D + (1.0QH1) + (0.6QdeltaT + + 0.6QdeltaT) + (0.5Qneve)$
104	gLCB232	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (1.0QdeltaT + + 1.0QdeltaT) + (0.5Qneve)$

105	gLCB233	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + (1.0Qneve)$
106	gLCB234	Active	Add	$1.0D + (1.0QH1) + (0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + (0.6)Qvento\_X+$
107	gLCB235	Active	Add	$1.0D + (1.0QH1) + (0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + (0.6)Qvento\_Y+$
108	gLCB236	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (1.0QdeltaT+ + 1.0QdeltaT) + (0.6)Qvento\_X+$
109	gLCB237	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (1.0QdeltaT+ + 1.0QdeltaT) + (0.6)Qvento\_Y+$
110	gLCB238	Active	Add	$1.0D + (1.0QH1) + (0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) - (0.6)Qvento\_X+$
111	gLCB239	Active	Add	$1.0D + (1.0QH1) + (0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) - (0.6)Qvento\_Y+$
112	gLCB240	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (1.0QdeltaT+ + 1.0QdeltaT) - (0.6)Qvento\_X+$
113	gLCB241	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (1.0QdeltaT+ + 1.0QdeltaT) - (0.6)Qvento\_Y+$
114	gLCB242	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + 1.0Qvento\_X+$
115	gLCB243	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + 1.0Qvento\_Y+$
116	gLCB244	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) - 1.0Qvento\_X+$
117	gLCB245	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) - 1.0Qvento\_Y+$
118	gLCB246	Active	Add	$1.0D + (1.0QH1) + (0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + (0.5Qneve) + (0.6)Qvento\_X+$
119	gLCB247	Active	Add	$1.0D + (1.0QH1) + (0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + (0.5Qneve) + (0.6)Qvento\_Y+$
120	gLCB248	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (1.0QdeltaT+ + 1.0QdeltaT) + (0.5Qneve) + (0.6)Qvento\_X+$
121	gLCB249	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (1.0QdeltaT+ + 1.0QdeltaT) + (0.5Qneve) + (0.6)Qvento\_Y+$
122	gLCB250	Active	Add	$1.0D + (1.0QH1) + (0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + (0.5Qneve) - (0.6)Qvento\_X+$
123	gLCB251	Active	Add	$1.0D + (1.0QH1) + (0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + (0.5Qneve) - (0.6)Qvento\_Y+$
124	gLCB252	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (1.0QdeltaT+ + 1.0QdeltaT) + (0.5Qneve) - (0.6)Qvento\_X+$
125	gLCB253	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (1.0QdeltaT+ + 1.0QdeltaT) + (0.5Qneve) - (0.6)Qvento\_Y+$
126	gLCB254	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + (0.5Qneve) + 1.0Qvento\_X+$
127	gLCB255	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + (0.5Qneve) + 1.0Qvento\_Y+$
128	gLCB256	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + (0.5Qneve) - 1.0Qvento\_X+$
129	gLCB257	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + (0.5Qneve) - 1.0Qvento\_Y+$
130	gLCB258	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + (1.0Qneve) + (0.6)Qvento\_X+$
131	gLCB259	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + (1.0Qneve) + (0.6)Qvento\_Y+$
132	gLCB260	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + (1.0Qneve) - (0.6)Qvento\_X+$
133	gLCB261	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.6QdeltaT+ + 0.6QdeltaT) + (1.0Qneve) - (0.6)Qvento\_Y+$
134	gLCB262	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT)$
135	gLCB263	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.5QdeltaT+ + 0.5QdeltaT)$
136	gLCB264	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + (0.2Qneve)$
137	gLCB265	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + (0.2)Qvento\_X+$
138	gLCB266	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + (0.2)Qvento\_Y+$
139	gLCB267	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - (0.2)Qvento\_X+$
140	gLCB268	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - (0.2)Qvento\_Y+$
141	gLCB269	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + (0.2Qneve) + (0.2)Qvento\_X+$
142	gLCB270	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + (0.2Qneve) + (0.2)Qvento\_Y+$
143	gLCB271	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + (0.2Qneve) - (0.2)Qvento\_X+$
144	gLCB272	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + (0.2Qneve) - (0.2)Qvento\_Y+$
145	gLCB273	Active	Add	$1.0D + (0.0QH1) + (0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT)$

146	ENV_SLE	Active	Envelope	Concrete Serviceability Envelope
147	gLCB307	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00))(RSY SO el...
148	gLCB308	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00))(RSY SO el...
149	gLCB309	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00))(RSY SO el...
150	gLCB310	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00))(RSY SO el...
151	gLCB311	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00))(RSX SO el...
152	gLCB312	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00))(RSX SO el...
153	gLCB313	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00))(RSX SO el...
154	gLCB314	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00))(RSX SO el...
155	gLCB315	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00))(RSY SO el...
156	gLCB316	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00))(RSY SO el...
157	gLCB317	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00))(RSY SO el...
158	gLCB318	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00))(RSY SO el...
159	gLCB319	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00))(RSX SO el...
160	gLCB320	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00))(RSX SO el...
161	gLCB321	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00))(RSX SO el...
162	gLCB322	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) + 1.0(1.0(1.00))(RSX SO el...
163	gLCB323	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00))(RSY SO el...
164	gLCB324	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00))(RSY SO el...
165	gLCB325	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00))(RSY SO el...
166	gLCB326	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00))(RSY SO el...
167	gLCB327	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00))(RSX SO el...
168	gLCB328	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00))(RSX SO el...
169	gLCB329	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00))(RSX SO el...
170	gLCB330	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00))(RSX SO el...
171	gLCB331	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00))(RSY SO el...
172	gLCB332	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00))(RSY SO el...
173	gLCB333	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00))(RSY SO el...
174	gLCB334	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00))(RSY SO el...
175	gLCB335	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00))(RSX SO el...
176	gLCB336	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00))(RSX SO el...
177	gLCB337	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00))(RSX SO el...
178	gLCB338	Active	Add	1.0D + 1.0(0.0QH1) + 1.0(0.0QdeltaT+ + 0.0QdeltaT) - 1.0(1.0(1.00))(RSX SO el...
179	ENV_SLD_elastico	Active	Envelope	Concrete Strength Envelope
180	QuasiPermanente	Active	Add	

### 8.3 Inviluppo delle sollecitazioni

Di seguito si riportano, per il modello di calcolo, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione a mezzo di diagrammi di inviluppo associati alle famiglie di combinazioni dei carichi.

#### 8.3.1 SLU

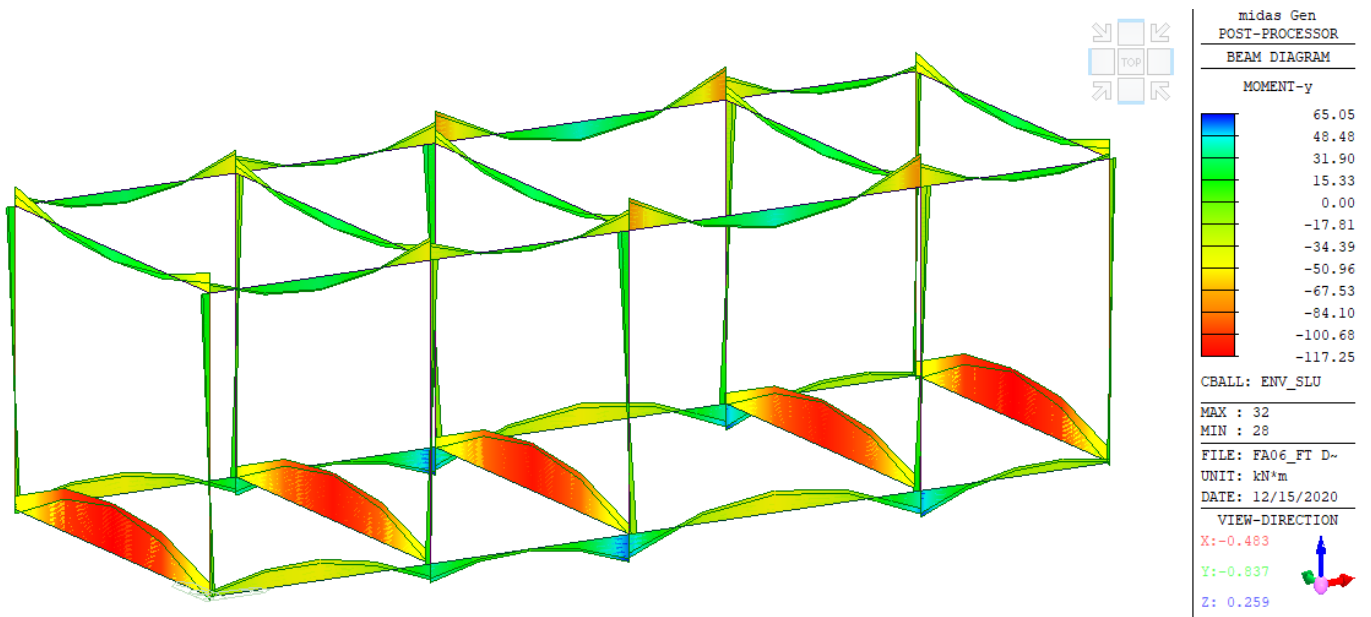


Figura 26 – Momento My - Inviluppo SLU

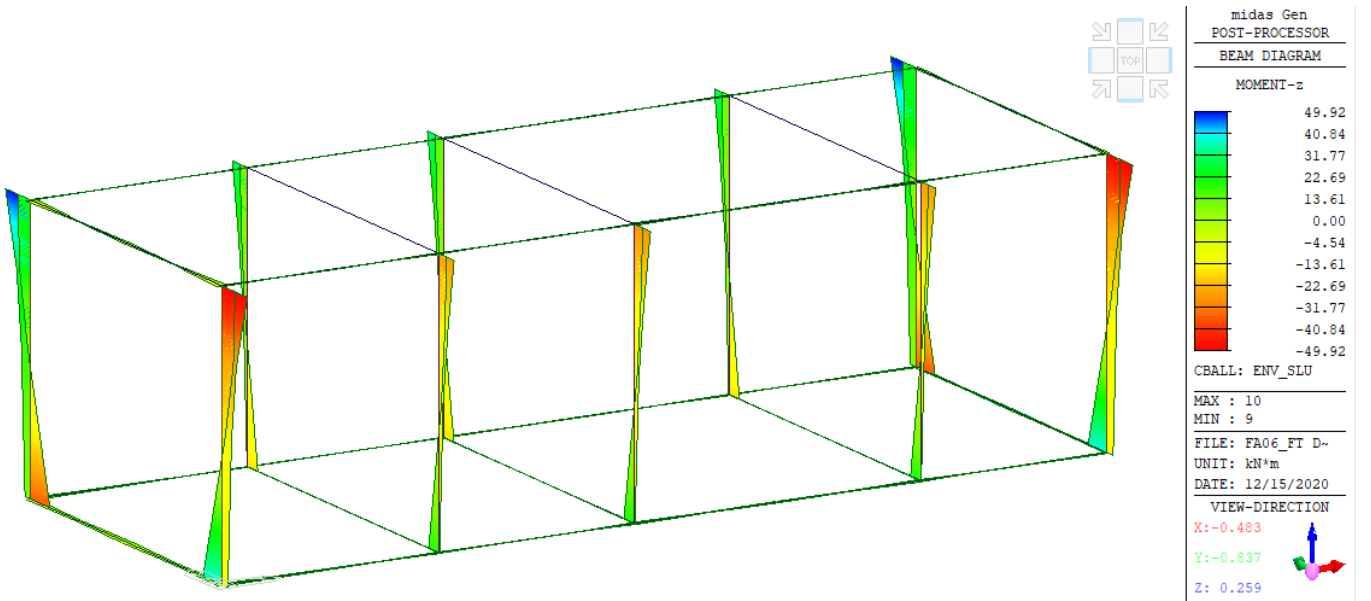


Figura 27 – Momento Mz - Inviluppo SLU

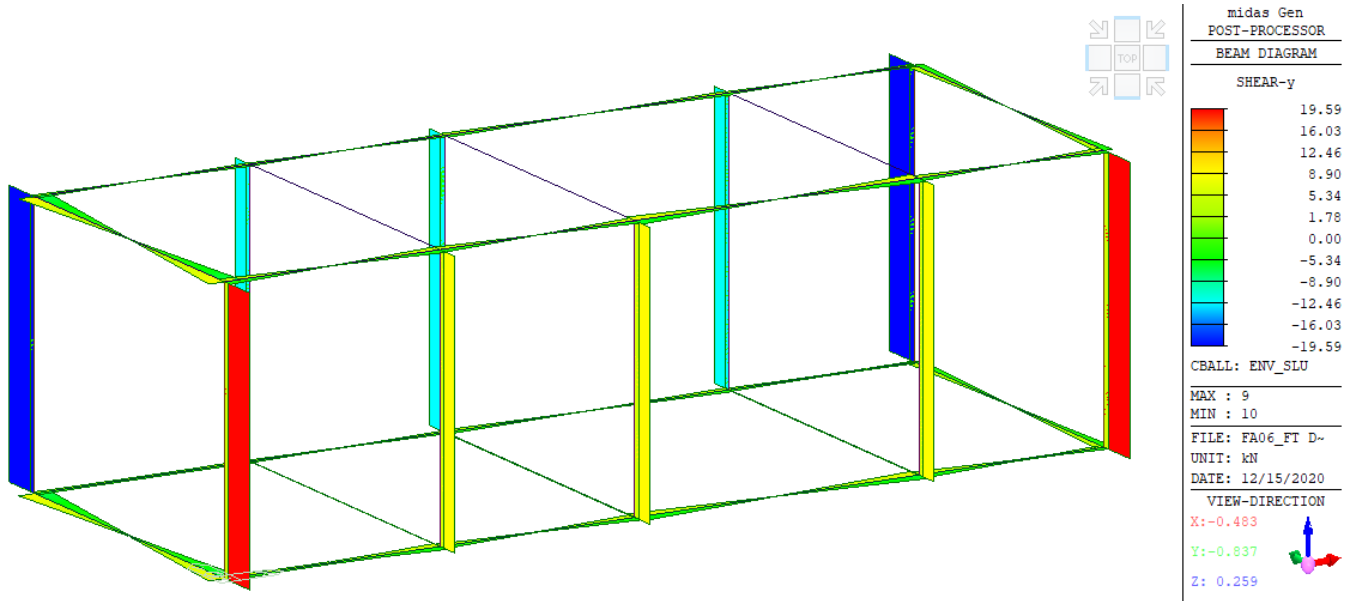


Figura 28 – Taglio Fy - Involuppo SLU

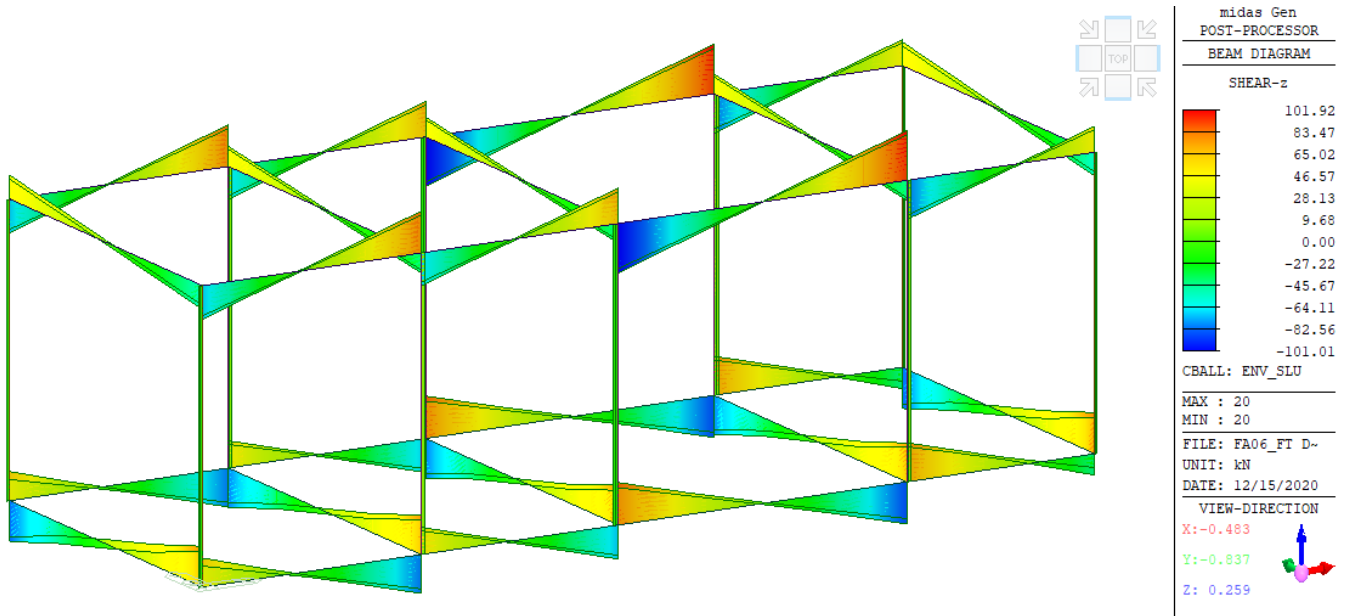


Figura 29 – Taglio Fz - Involuppo SLU

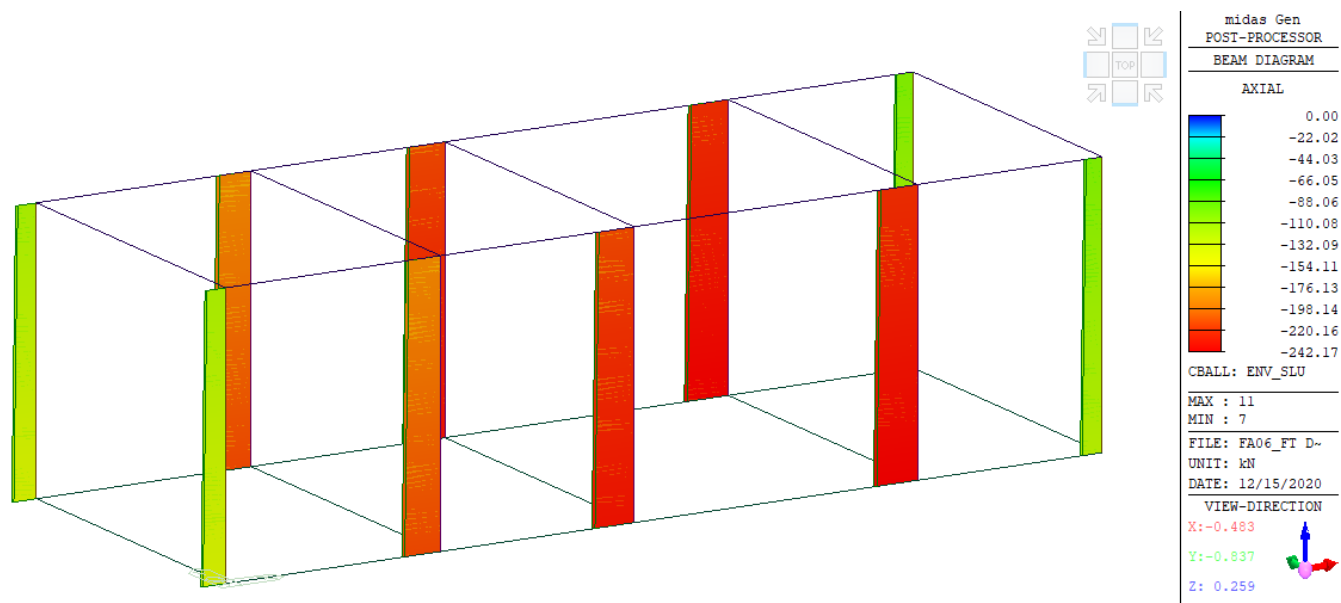


Figura 30 – Sforzo Normale Fx - Involuppo SLU

### 8.3.2 SLV

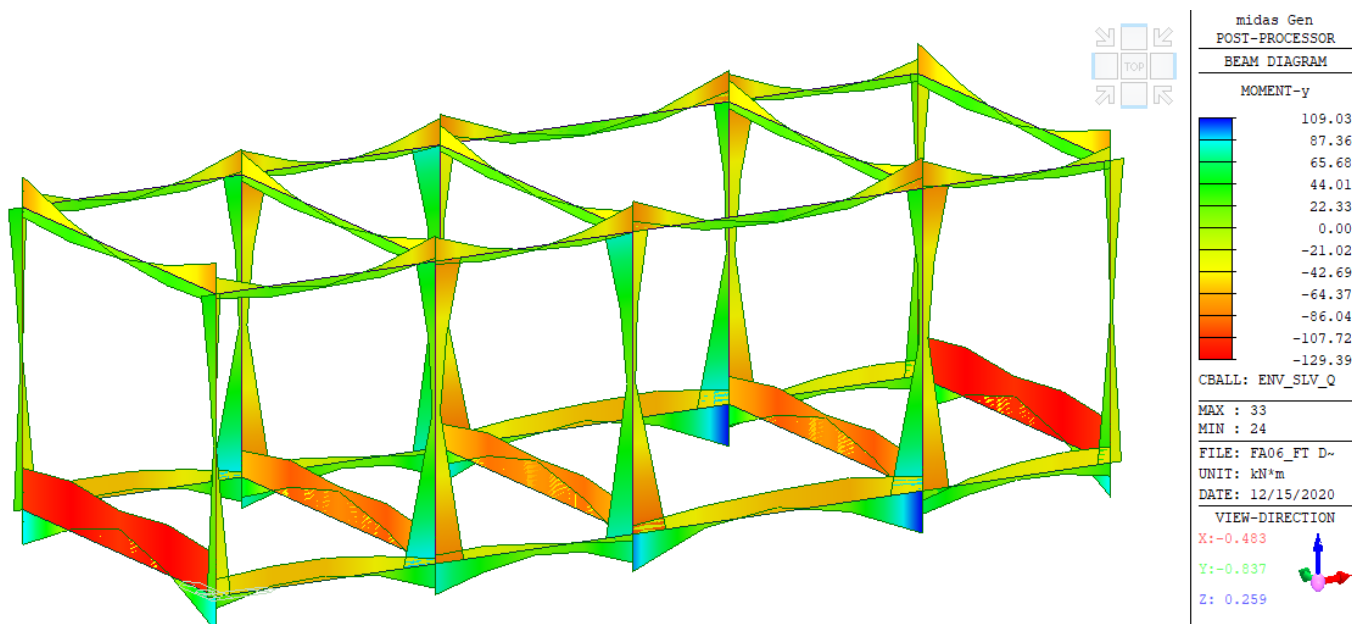


Figura 31 – Momento My - Involuppo SLV

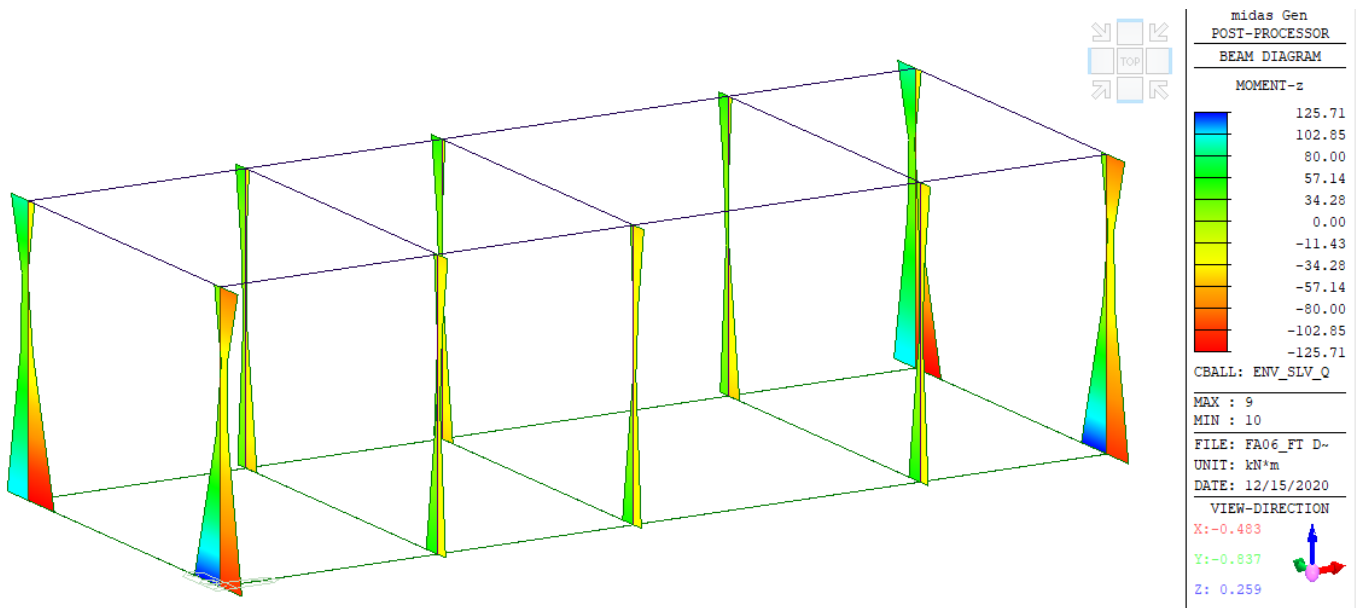


Figura 32 – Momento Mz - Involuppo SLV

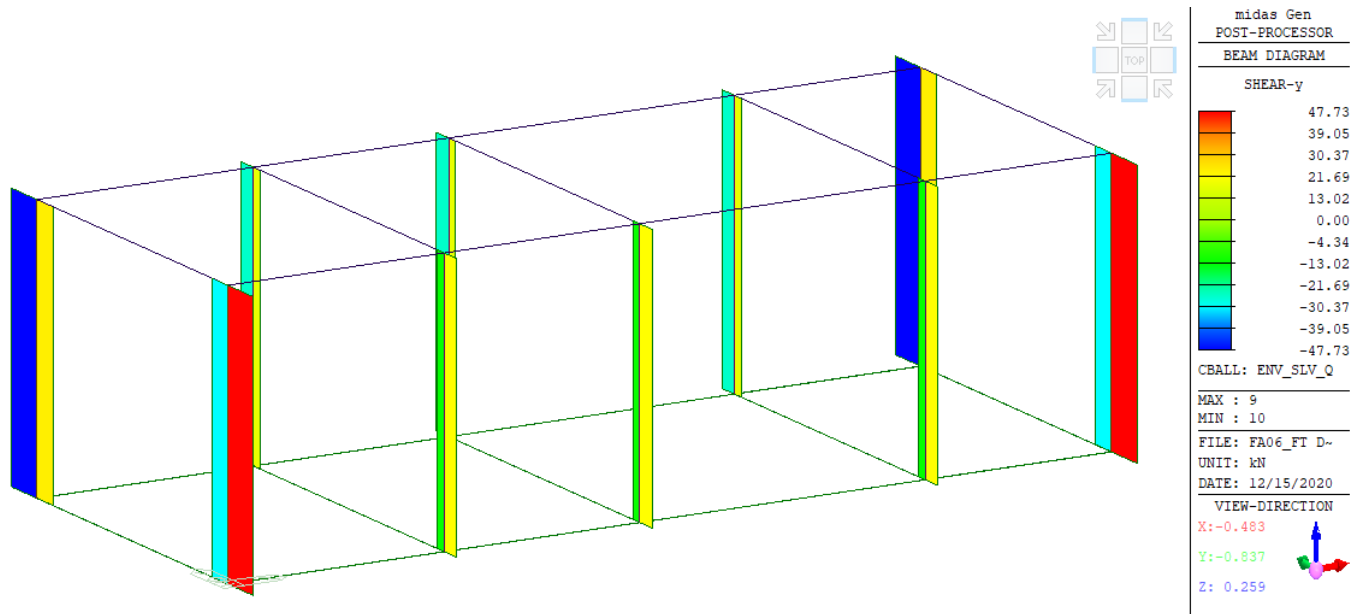


Figura 33 – Taglio Fy - Involuppo SLV



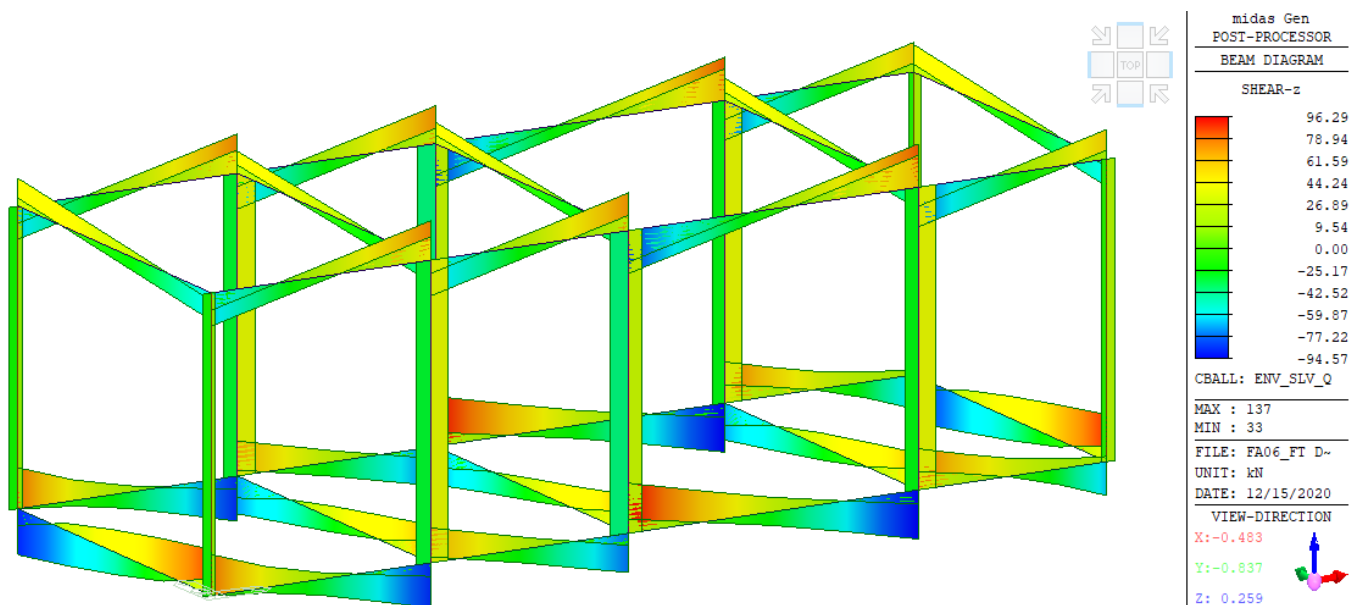


Figura 34 – Taglio Fz - Involuppo SLV

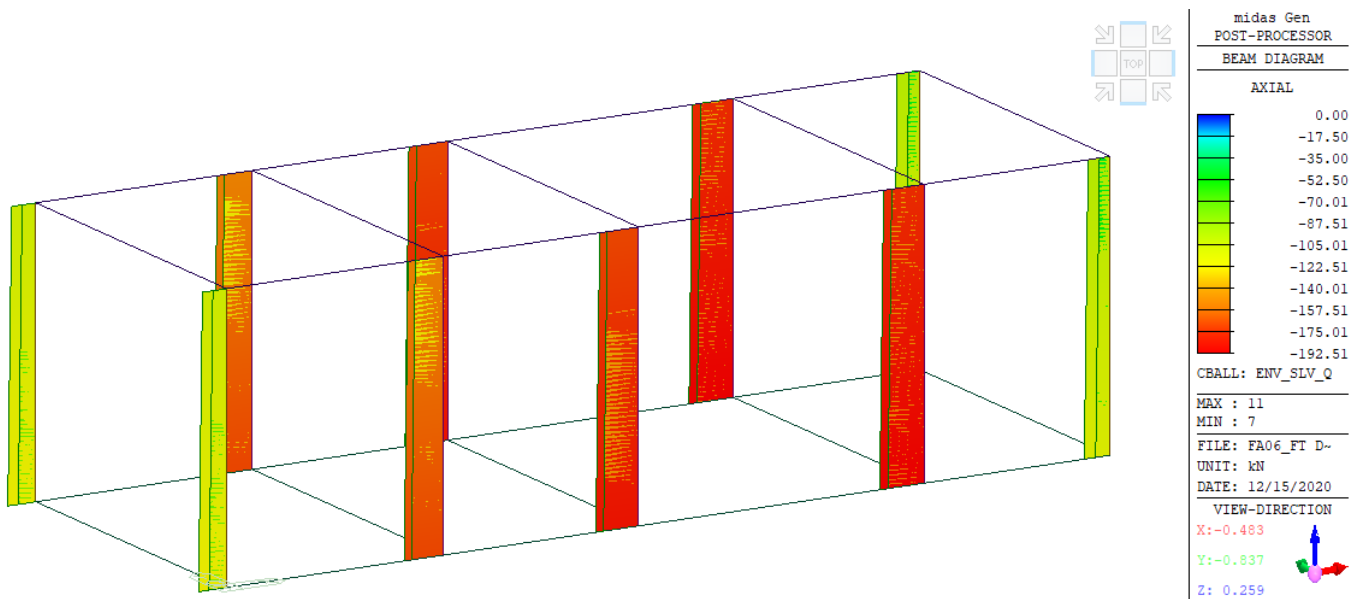


Figura 35 – Sforzo Normale Fx - Involuppo SLV

### 8.3.3 SLE



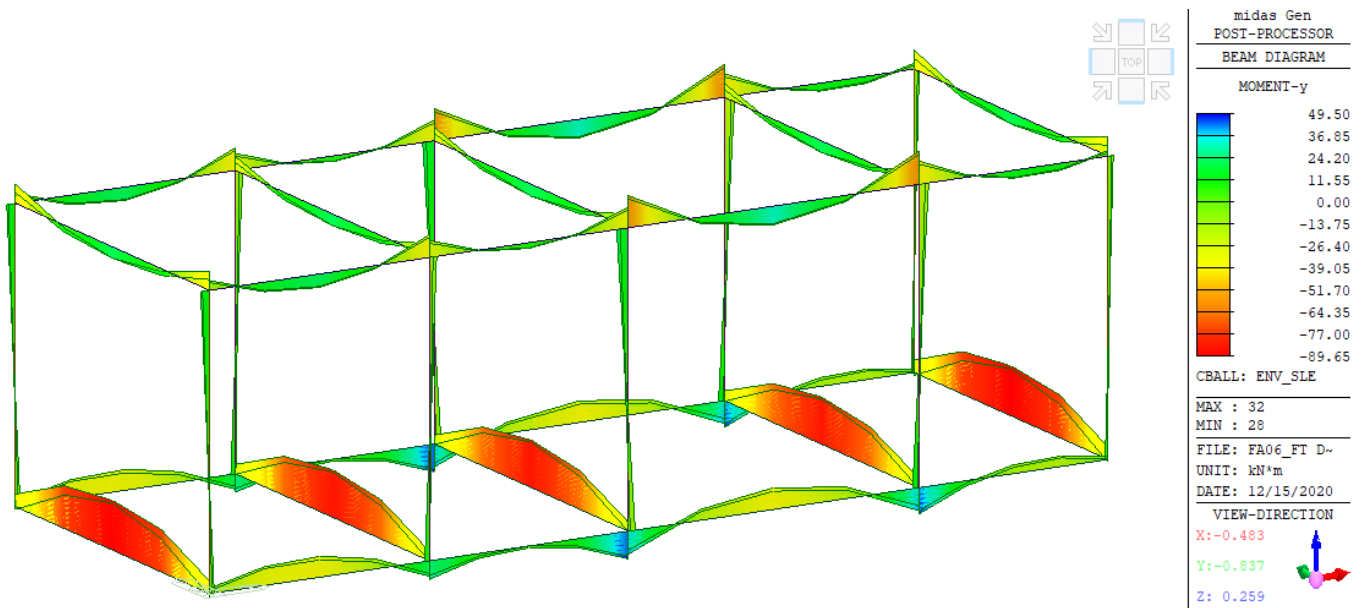


Figura 36 – Momento My - Involuppo SLE

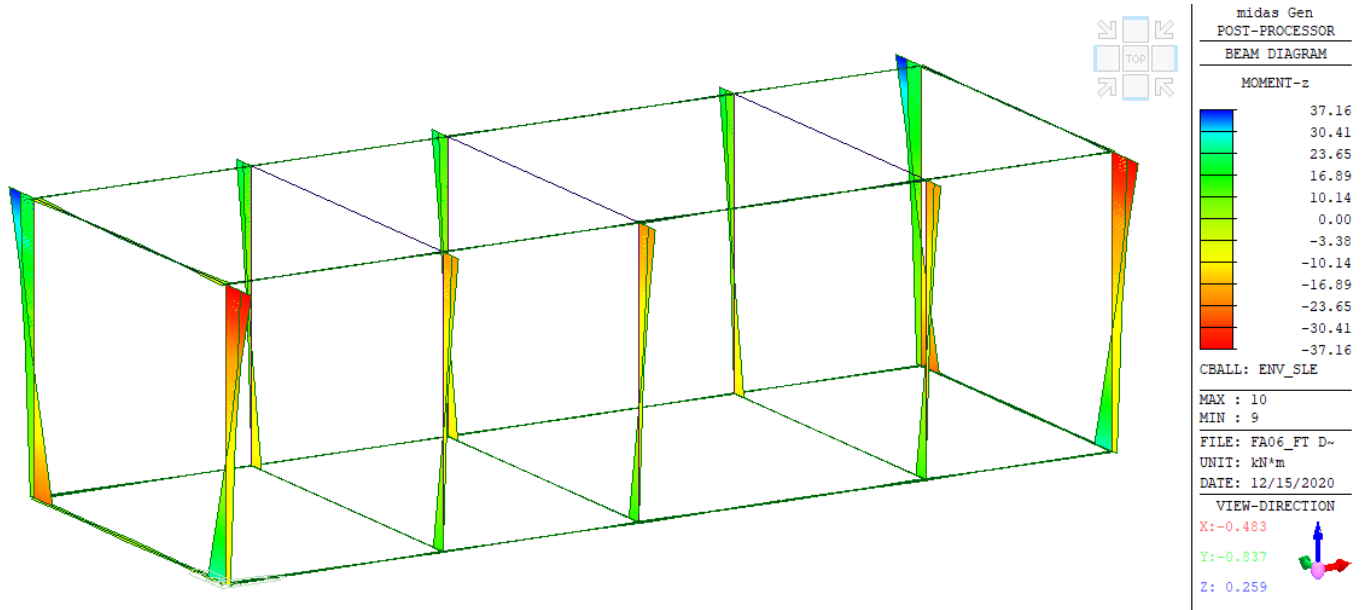


Figura 37 – Momento Mz - Involuppo SLE

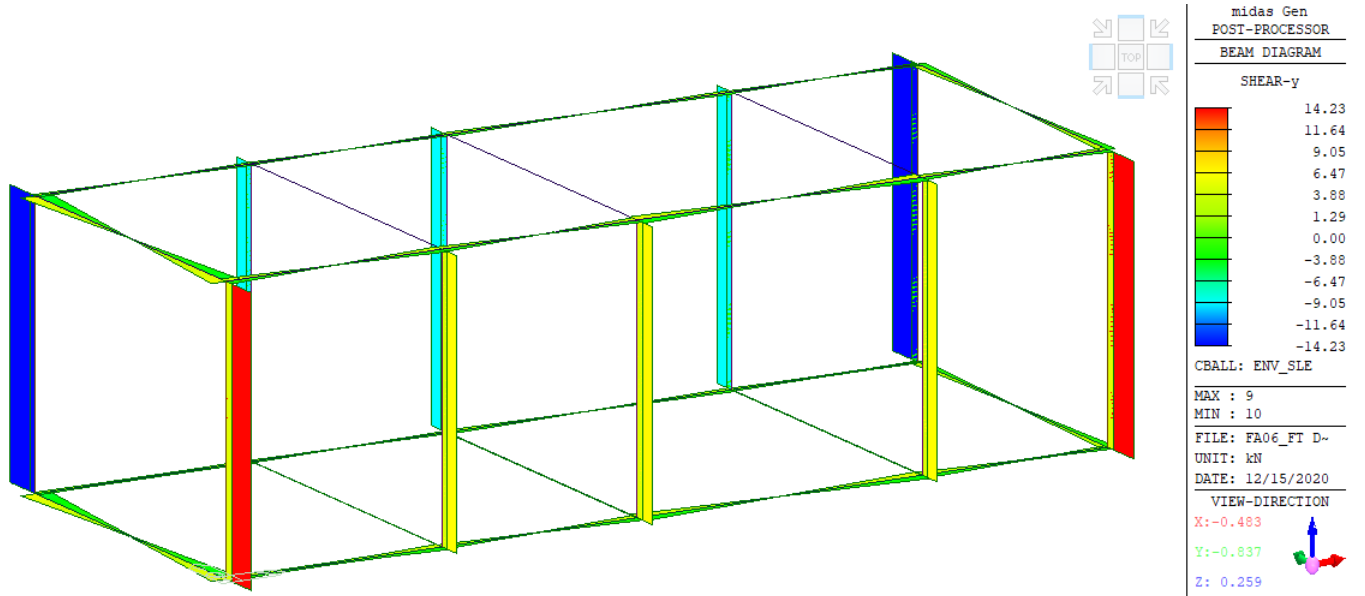


Figura 38 – Taglio Fy - Involuppo SLE

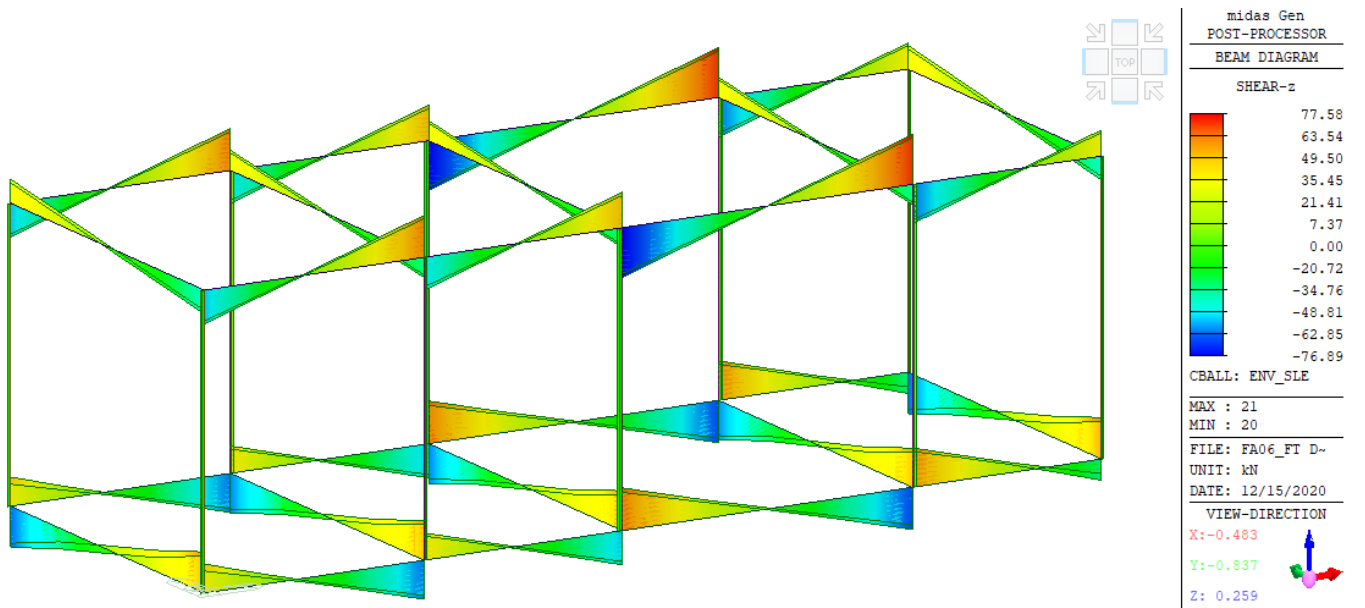


Figura 39 – Taglio Fz - Involuppo SLE

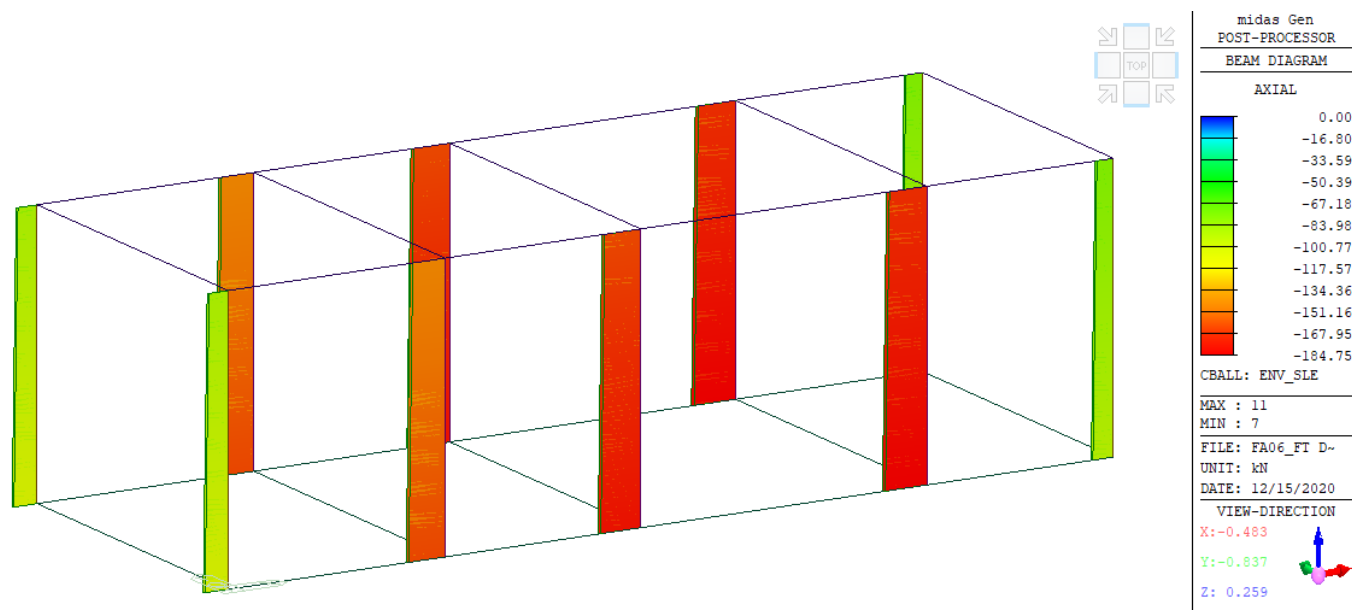


Figura 40 – Sforzo Normale Fx - Involuppo SLE

## 9 VERIFICA DELLA STRUTTURA

### 9.1 Criteri di verifica degli elementi strutturali

#### 9.1.1 Criteri di verifica delle sezioni in c.a. – SLE

Si deve verificare il rispetto die seguenti stati limite:

- deformazione;
- fessurazione;
- tensioni di esercizio.

##### 9.1.1.1 Stato limite di deformazione

Al §C4.1.2.2.2 della Circolare n.7 del 2019 si legge quanto segue: *“Per quanto riguarda la salvaguardia dell’aspetto e della funzionalità dell’opera, le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce. In relazione all’integrità delle pareti portate divisorie e di tamponamento, le frecce di travi e solai, sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/500 della luce. In tale verifica la freccia totale calcolata può essere depurata della parte presente prima dell’esecuzione delle pareti. Detto valore si riferisce al caso di pareti divisorie in muratura. Per altri tipi di pareti si dovranno valutare specificatamente i limiti di inflessione ammissibili.”*

Inoltre, si legge: *“Per travi e solai con luci non superiori a 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni come sopra riportata, ritenendola implicitamente soddisfatta, se il rapporto l/h tra luce e altezza rispetta la limitazione:*

$$\frac{l}{h} \leq K \left[ 11 + \frac{0.015 f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \left[ \frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right]$$

dove  $f_{ck}$  e  $f_{yk}$  sono espressi in MPa,  $\rho$  e  $\rho'$  sono i rapporti tra armatura tesa e compressa, rispettivamente,  $A_{s,eff}$  ed  $A_{s,calc}$  sono, rispettivamente, l'armatura tesa effettivamente presente nella sezione più sollecitata e l'armatura di progetto nella stessa sezione, e  $K$  è un coefficiente correttivo, che dipende dallo schema strutturale.”

**Tabella 8 – Tabella C4.1.I - Valori di K e snellezze l/h limite per elementi inflessi di c.a. in assenza di compressione assiale**

Sistema strutturale	K	Calcestruzzo molto sollecitato $\rho=1,5\%$	Calcestruzzo poco sollecitato $\rho=0,5\%$
Travi semplicemente appoggiate, piastre incernierate mono o bidirezionali	1,0	14	20
Campate terminali di travi continue o piastre continue monodirezionali o bidirezionali	1,3	18	26
continue sul lato maggiore			
Campate intermedie di travi o piastre continue mono o bidirezionali	1,5	20	30
Piastre non nervate sostenute da pilastri (snellezza relativa alla luce maggiore)	1,2	17	24
Mensole	0,4	6	8

### 9.1.1.2 Stato limite di fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Si considerano condizioni ambientali ordinarie; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

**Tabella 9 - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali**

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

**Tabella 10 – Descrizione delle condizioni ambientali**

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA FERROVIARIA CATANIA C.LE - GELA</b> <b>TRATTA FERROVIARIA CALTAGIRONE - GELA</b> <b>RIPRISTINO TRATTA CALTAGIRONE - GELA</b>									
	FABBRICATO FT (GALLERIA DELL'ARCIA LATO GELA) RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO	COMMESSA RS6K	LOTTO 00	FASE R	ENTE 78	TIPO DOC. CL	OPERA FA0600	PROG. 001	REV. A	FOGLIO 45 di 72

**Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali**

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali ordinarie, qual è il caso delle strutture in esame, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.1.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

- Combinazione Caratteristica (Rara):  $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura prevista al punto "C4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.7/19.

### **9.1.1.3 Stato limite di limitazione delle tensioni**

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente".

I valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A del 21-12-11", ovvero:

### Strutture in c.a.

#### Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

#### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$ .

## 9.1.2 Criteri di verifica delle travi – SLU

### 9.1.2.1 Verifica a flessione semplice

Le verifiche di resistenza a flessione allo SLU (NTC2018 – 4.1.2.1.2.4) per le sezioni di appoggio e di campata sono state condotte con il supporto del software “Midas GEN” (che svolge in automatico anche il rispetto dei quantitativi minimi di norma) considerando le sollecitazioni riportate nei prospetti precedenti.

### 9.1.2.2 Verifica a taglio

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo  $V_{Ed}$  si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione di cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti (ultimi) delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) amplificati del fattore di sovra resistenza  $\gamma_{Rd}$  assunto pari a 1.0 per CDB.

Deve risultare (NTC2018 – 4.1.2.1.3.2):

$$V_{Rd} > V_d$$

dove:

$V_d$  = Valore di calcolo del taglio agente;

$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ .

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a “taglio trazione” si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a “taglio compressione” si calcola con:

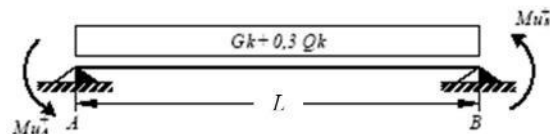
$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

dove:

$\alpha$  angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento;

$\theta$  angolo d'inclinazione dei puntoni in calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.

- 1° schema:

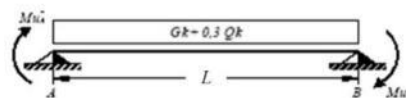


Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu^+_A + Mu^+_B}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu^+_A + Mu^+_B}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

- 2° Schema:



Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{Mu^-_A + Mu^-_B}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{Mu^-_A + Mu^-_B}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$$

### 9.1.2.3 Verifica limitazioni armatura

Resta da verificare che l'armatura determinata in funzione delle sollecitazioni agenti rispetti le limitazioni riportate nel punto 7.4.6.2.1 delle NTC2018:

- almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave;
- in ogni sezione della trave, il rapporto geometrico  $\rho$  relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione  $A_s$  o quella al lembo inferiore della sezione  $A_i$ , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

dove:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

$\rho$  è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad  $A_s / (b \cdot h)$  oppure ad  $A_i / (b \cdot h)$ ;

$\rho_{comp}$  è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

$f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in MPa).

- l'armatura compressa non deve essere mai inferiore ad un quarto di quella tesa;
- nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere:

$$\rho_{comp} \geq 0,5\rho$$

Le zone critiche si estendono, per CD" B", per una lunghezza pari a 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione.

- Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 225 mm (per CD" B");
- 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche (per CD" B");
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

Devono inoltre essere rispettati i limiti previsti per le travi in calcestruzzo in zona non sismica (punto 4.1.6.1.1 delle NTC2018):

- l'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t \cdot d$$

e comunque non minore di  $0,0013 b_t d$

dove:

$b_t$  rappresenta la larghezza media della zona tesa;

$d$  è l'altezza utile della sezione;

$f_{ctm}$  è il valore medio della resistenza a trazione assiale;

$f_{yk}$  è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

- negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio;



- al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente  $A_{s,max} = 0,04 A_c$ , essendo  $A_c$  l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.
- le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad  $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$  essendo  $b$  lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione;
- in ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

Per le travi dell'edificio l'armatura a taglio è costituita solamente da staffe.

Si riscontra, pertanto, che l'armatura della trave rispetta i limiti prescritti dalle NTC2018.

### 9.1.3 Criteri di verifica dei pilastri – SLU

Per la verifica di resistenza dei pilastri allo SLU è necessario valutare la stabilità degli elementi snelli. Tali verifiche devono essere condotte attraverso un'analisi del secondo ordine che tenga conto degli effetti flessionali delle azioni assiali sulla configurazione deformata degli elementi stessi. In via approssimativa gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza  $\lambda$  non supera il valore limite (4.1.2.1.7-NTC2018):

$$\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{\nu}}$$

dove:

$\nu = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$  è l'azione assiale adimensionale;

$C = 1.7 - r_m$  dipende dalla distribuzione dei momenti del primo ordine;

$r_m = M_{01} / M_{02}$  è il rapporto tra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro (con  $M_{02} \geq M_{01}$ ).

E' stata valutata la snellezza  $\lambda$  del pilastro nel piano (YZ) e nel piano ortogonale (XZ):

$$\lambda = L_0 / i$$

dove:

$L_0 = \beta L$  è la lunghezza di libera inflessione;

$\beta = 1$  è il coefficiente di vincolo per asta incastrata al piede;

$L$  è la luce netta del pilastro.

#### 9.1.3.1 Verifica a presso-flessione

Le verifiche di resistenza a flessione e presso-flessione allo SLU (NTC2018 – 4.1.2.1.2.4; - 7.4.4.2) per le sezioni di base dei pilastri sono state condotte con il supporto del software "Midas GEN" considerando le sollecitazioni riportate nei prospetti precedenti:

### 9.1.3.2 Verifica a taglio

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici o fragili dovuti al taglio, per quanto concerne la verifica a taglio del pilastro si utilizza il valore massimo tra il taglio di calcolo dedotto dall'output del modello di calcolo e quello che si ottiene dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore  $M_{C,Rd}^s$  ed inferiore  $M_{C,Rd}^i$  secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p}$$

dove:

$V_{Rd} = 1.10$  per strutture in CD"B".

### 9.1.3.3 Verifica limitazioni armatura

Resta da verificare che l'armatura determinata in funzione delle sollecitazioni agenti rispetti le limitazioni riportate nel punto 7.4.6.2.2 delle NTC2018:

- Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm;
- Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica  $\rho$  di armatura longitudinale, con  $\rho$  rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:
- Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o legature; le barre non fissate si devono trovare a meno di 20 cm da una barra fissata per CDB.
- Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:
  - 1/2 del lato minore della sezione trasversale per CDB;
  - 175 mm (per CD"B");
  - 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali che collegano (per CD"B")
- Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a:

$$\frac{A_{st}}{s} = 0.08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}}$$

Le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

Nella quale  $n_{st}$  e  $A_{st}$  sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale,  $i$  è l'interasse, e  $b_j$  è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

- se la trave ha una larghezza  $b_w$  superiore a quella del pilastro  $b_c$ , allora  $b_j$  è il valore minimo fra  $b_w$  e  $b_c + h_c/2$ , essendo  $h_c$  la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;
- se la trave ha una larghezza  $b_w$  inferiore a quella del pilastro  $b_c$ , allora  $b_j$  è il valore minimo fra  $b_c$  e  $b_w + h_c/2$ .

Devono inoltre essere rispettati i limiti riportati al punto 4.1.6.1.2 delle NTC2018:

- Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm. Inoltre la loro area non deve essere inferiore a:

$$A_{s,min} = \left(0.10 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}\right)$$

e comunque non minore di  $0.003 A_c$ ;

dove:

$N_{Ed}$  rappresenta lo sforzo di compressione assiale di calcolo;

$A_c$  è l'area di calcestruzzo;

$f_{yd}$  è il valore della resistenza di calcolo dell'armatura.

Si riscontra, pertanto, che l'armatura dei pilastri rispetta i limiti prescritti dalle NTC2018.

## 9.2 Verifica delle travi d'elevazione

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale delle travi.

### Travi 30x40

- Zone d'appoggio:
  - armatura superiore  $4\phi 16$
  - armatura inferiore  $3\phi 16$
- Campata:
  - armatura superiore  $3\phi 16$
  - armatura inferiore  $4\phi 16$

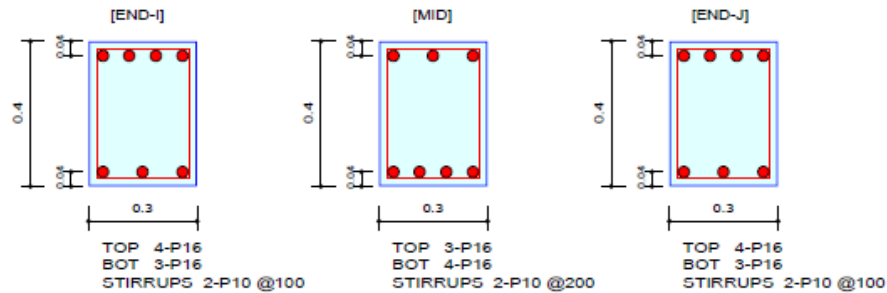
In aggiunta, fuori calcolo, andranno disposti  $2\phi 12$  come ferri di parete.

Si adotteranno nelle zone d'appoggio, per un tratto pari ad 0.80 m dal pilastro, staffe  $\phi 10/10$  cm, mentre nelle zone centrali di campata rimanenti staffe  $\phi 10/20$  cm.

### 1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	f <sub>ck</sub> = 28000, f <sub>yk</sub> = 450000, f <sub>yw</sub> = 450000 KPa		
Section Property	Travi 30x40 (No : 4)	Beam Span	5.5m

### 2. Section Diagram



### 3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	61	65	49
Moment (M <sub>Ed</sub> )	79.43	21.34	80.92
Factored Strength (M <sub>Rd</sub> )	104.11	78.62	104.11
Check Ratio (M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub> )	0.7630	0.2714	0.7773
Neutral Axis (x/d)	0.1523	0.1250	0.1523
(+) Load Combination No.	61	24	49
Moment (M <sub>Ed</sub> )	39.72	44.41	40.46
Factored Strength (M <sub>Rd</sub> )	78.62	104.11	78.62
Check Ratio (M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub> )	0.5052	0.4266	0.5146
Neutral Axis (x/d)	0.1250	0.1523	0.1250
Using Rebar Top (A <sub>s_top</sub> )	0.0008	0.0006	0.0008
Using Rebar Bot (A <sub>s_bot</sub> )	0.0006	0.0008	0.0006

### 4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	8	65	66
Factored Shear Force (V <sub>Ed</sub> )	62.25	61.90	53.59
Shear Strength by Conc.(V <sub>Rdc</sub> )	62.26	62.26	62.26
Shear Strength by Rebar.(V <sub>Rds</sub> )	199.15	99.58	265.91
Shear Strength by Rebar.(V <sub>Rdmax</sub> )	385.56	385.56	265.91
Using Shear Reinf. (A <sub>sw</sub> )	0.0016	0.0008	0.0016
Using Stirrups Spacing	2-P10 @100	2-P10 @200	2-P10 @100
Shear Ratio by Conc	0.9999	0.9942	0.8608
Shear Ratio by (V <sub>Rds</sub> ; V <sub>Rdmax</sub> )	0.3126	0.6216	0.2015
Check Ratio	0.9999	0.9942	0.8608

Figura 41 – Verifiche travi 30x40 - SLU

MEMB	SECT	SE L	Section		f <sub>ck</sub>	f <sub>yk</sub>	P O S	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control	
			Bc	Hc					Concrete				reinforcement									
			bf	hf					Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-w	Top-w	Bot-w	Bot-wa	Def	Defa
0			Travi 30x40	28000.0	I	OK#	2603.88	12600.0	7658.00	12600.0	221961	360000	28831.9	360000	0.0002	0.0003	0.0000	0.0003				
4			0.300	0.400	450000	M	OK#	5007.88	16800.0	1339.67	12600.0	14830.0	360000	130589	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0003	0.0020	0.0095	
5.5000			0.000	0.000	450000	J	OK#	2679.34	12600.0	7879.92	12600.0	228337	360000	29659.9	360000	0.0002	0.0003	0.0000	0.0003			

Figura 42 – Verifiche travi - SLE

### 9.3 Verifica dei pilastri

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale delle pilastri.

#### Pilastri 30x50

- Lato corto:  
armatura superiore 4 $\phi$ 16  
armatura inferiore 4 $\phi$ 16
- Lato lungo:  
armatura superiore 4 $\phi$ 16  
armatura inferiore 4 $\phi$ 16

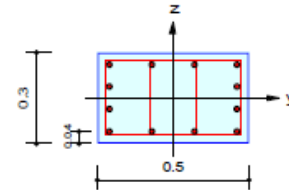
#### Pilastri 50x30

- Lato corto:  
armatura superiore 4 $\phi$ 16  
armatura inferiore 4 $\phi$ 16
- Lato lungo:  
armatura superiore 4 $\phi$ 16  
armatura inferiore 4 $\phi$ 16

Si adotteranno staffe  $\phi$ 10/10 cm alle estremità superiore e inferiore (lunghezza 1 m) del pilastro e staffe  $\phi$ 10/15 cm per la zona centrale del pilastro, rispettando ampiamente le prescrizioni relative ai dettagli costruttivi degli elementi in c.a. proposti dalle NTC-2018 al punto 4.1.6.

### 1. Design Condition

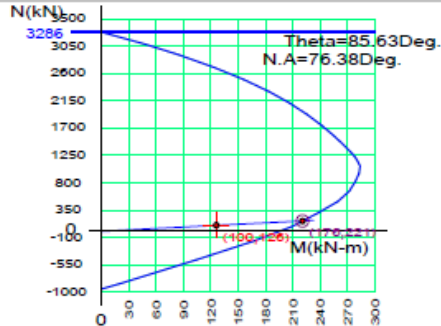
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018      UNIT SYSTEM kN, m  
Member Number : 10 (PM), 10 (Shear)  
Material Data :  $f_{ck} = 28000$ ,  $f_{yk} = 450000$ ,  $f_{yw} = 450000$  KPa  
Column Height : 4.45 m  
Section Property: Pilastrini 30x50 (No : 1)  
Rebar Pattern : 12 - 4 - P16       $A_{st} = 0.00241272$  m<sup>2</sup> ( $R_{hst} = 0.016$ )



### 2. Design for Axial and Flexure

Load Combination : 44 (I)  
Concentric Max. Axial Load  $N_{Rdmax} = 3285.83$  kN  
Axial Load Ratio  $N_{Ed} / N_{Rd} = 100.182 / 175.972 = 0.569 < 1.000$  ..... O.K  
Moment Ratio  $M_{Ed} / M_{Rd} = 126.052 / 221.329 = 0.570 < 1.000$  ..... O.K  
 $M_{Edy} / M_{Rdy} = 9.32522 / 16.8506 = 0.553 < 1.000$  ..... O.K  
 $M_{Edz} / M_{Rdz} = 125.706 / 220.686 = 0.570 < 1.000$  ..... O.K  
Normalized Axial Load Ratio  $N_{u,d} / 0.65 = 0.051 / 0.650 = 0.079 < 1.000$  ..... O.K

#### M-N Interaction Diagram



N <sub>Rd</sub> (kN)	M <sub>Rd</sub> (kN-m)
3285.83	0.00
2915.21	84.28
2508.57	156.46
2114.40	207.25
1745.69	242.44
1424.27	266.04
1231.63	278.41
1072.87	284.29
826.53	278.91
496.79	259.59
89.92	209.37
-466.92	104.60
-944.11	0.00

### 3. Design for Shear

	y : 49 (J)	z : 65 (J)
[ END ]		
Applied Shear Force (V <sub>Ed</sub> )	107.567 kN	56.4971 kN
Shear Ratio (V <sub>Ed</sub> /V <sub>Rdc</sub> )	107.567 / 93.1107 = 1.155	56.4971 / 92.8277 = 0.609
Shear Ratio (V <sub>Ed</sub> /V <sub>Rds</sub> )	107.567 / 254.470 = 0.423	56.4971 / 287.661 = 0.196
Shear Ratio (V <sub>Ed</sub> /V <sub>Rdmax</sub> )	107.567 / 492.660 = 0.218	56.4971 / 464.100 = 0.122
Shear Ratio	0.423 < 1.000 ..... O.K	0.609 < 1.000 ..... O.K
Asw-H <sub>use</sub>	0.00157 m <sup>2</sup> /m, 2-P10 @100	0.00314 m <sup>2</sup> /m, 4-P10 @100
[ MIDDLE ]		
Applied Shear Force (V <sub>Ed</sub> )	107.567 kN	56.4971 kN
Shear Ratio (V <sub>Ed</sub> /V <sub>Rdc</sub> )	107.567 / 94.2621 = 1.141	56.4971 / 93.9123 = 0.602
Shear Ratio (V <sub>Ed</sub> /V <sub>Rds</sub> )	107.567 / 169.646 = 0.634	56.4971 / 191.774 = 0.295
Shear Ratio (V <sub>Ed</sub> /V <sub>Rdmax</sub> )	107.567 / 492.660 = 0.218	56.4971 / 464.100 = 0.122
Shear Ratio	0.634 < 1.000 ..... O.K	0.602 < 1.000 ..... O.K
Asw-H <sub>use</sub>	0.00105 m <sup>2</sup> /m, 2-P10 @150	0.00209 m <sup>2</sup> /m, 4-P10 @150

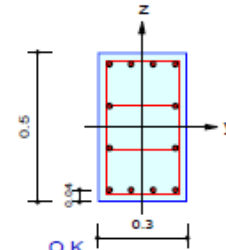
### 4. Serviceability : Stress Limit Check

Load Combination	Stress(s)	Allowable Stress(sa)	Stress Ratio(s/sa)
Concrete (Compression) 92(C)	4553.79	16800.00	0.2711
110(Q)	4004.31	12600.00	0.3178
Rebar 92(C)	33936.40	360000.00	0.0943

Figura 43 – Verifiche pilastrini 30x50

### 1. Design Condition

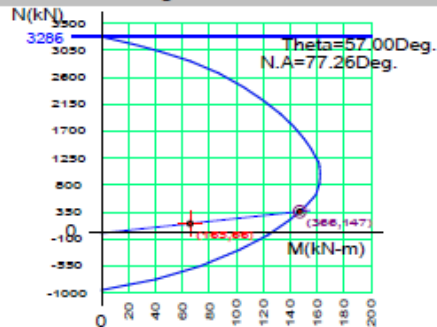
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018      UNIT SYSTEMkN, m  
 Member Number: 3 (PM), 4, 8 (Shear-y,z)  
 Material Data : fck = 28000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa  
 Column Height : 4.45 m  
 Section Property: Pilastrini 50x30 (No : 2)  
 Rebar Pattern : 12 - 4 - P16      Ast = 0.00241272 m<sup>2</sup> (Rho<sub>st</sub> = 0.016)



### 2. Design for Axial and Flexure

Load Combination : 61 (I)  
 Concentric Max. Axial Load N<sub>Rdmax</sub> = 3285.83 kN  
 Axial Load Ratio N<sub>Ed</sub> / N<sub>Rd</sub> = 165.491 / 365.552 = 0.453 < 1.000 ..... O.K  
 Moment Ratio M<sub>Ed</sub> / M<sub>Rd</sub> = 65.7964 / 147.169 = 0.447 < 1.000 ..... O.K  
 M<sub>Edy</sub> / M<sub>Rdy</sub> = 36.7698 / 80.1562 = 0.459 < 1.000 ..... O.K  
 M<sub>Edz</sub> / M<sub>Rdz</sub> = 54.5633 / 123.425 = 0.442 < 1.000 ..... O.K  
 Normalized Axial Load Ratio Nu<sub>d</sub> / 0.65 = 0.081 / 0.650 = 0.124 < 1.000 ..... O.K

#### M-N Interaction Diagram



N <sub>Rd</sub> (kN)	M <sub>Rd</sub> (kN-m)
3285.83	0.00
3037.11	44.30
2670.05	87.49
2215.29	120.74
1786.21	142.92
1412.45	155.81
1182.52	161.44
994.35	162.60
645.94	159.32
225.69	139.90
-265.49	103.54
-762.04	40.52
-944.11	0.00

### 3. Design for Shear

[ END ]	y : 61 (J)	z : 44 (J)
Applied Shear Force (V <sub>Ed</sub> )	60.0562 kN	112.491 kN
Shear Ratio (V <sub>Ed</sub> /V <sub>Rdc</sub> )	60.0562 / 102.512 = 0.586	112.491 / 104.050 = 1.081
Shear Ratio (V <sub>Ed</sub> /V <sub>Rds</sub> )	60.0562 / 719.153 = 0.084	112.491 / 636.174 = 0.177
Shear Ratio (V <sub>Ed</sub> /V <sub>Rdmax</sub> )	60.0562 / 320.072 = 0.188	112.491 / 339.769 = 0.331
Shear Ratio	0.586 < 1.000 ..... O.K	0.331 < 1.000 ..... O.K
Asw-H <sub>use</sub>	0.00314 m <sup>2</sup> /m, 4-P10 @100	0.00157 m <sup>2</sup> /m, 2-P10 @100
[ MIDDLE ]	y : 61 (1/2)	z : 44 (1/2)
Applied Shear Force (V <sub>Ed</sub> )	60.0562 kN	112.491 kN
Shear Ratio (V <sub>Ed</sub> /V <sub>Rdc</sub> )	60.0562 / 103.597 = 0.580	112.491 / 105.201 = 1.069
Shear Ratio (V <sub>Ed</sub> /V <sub>Rds</sub> )	60.0562 / 479.435 = 0.125	112.491 / 424.116 = 0.265
Shear Ratio (V <sub>Ed</sub> /V <sub>Rdmax</sub> )	60.0562 / 320.072 = 0.188	112.491 / 339.769 = 0.331
Shear Ratio	0.580 < 1.000 ..... O.K	0.331 < 1.000 ..... O.K
Asw-H <sub>use</sub>	0.00209 m <sup>2</sup> /m, 4-P10 @150	0.00105 m <sup>2</sup> /m, 2-P10 @150

### 4. Serviceability : Stress Limit Check

Load Combination	Stress(s)	Allowable Stress(sa)	Stress Ratio(s/sa)
Concrete (Compression) 94(C)	4690.58	16800.00	0.2792
110(Q)	4076.12	12600.00	0.3235
Rebar 82(C)	25251.65	360000.00	0.0701

Figura 44 – Verifiche pilastrini 50x30

## 9.4 Verifica del solaio

Il solaio è del tipo a predalle di spessore 4+16+4. Nella fase di getto si considera puntellato, pertanto nei paragrafi successivi si esegue la verifica del solaio nella fase di esercizio.

### 9.4.1 Analisi dei carichi

Dai paragrafi precedenti si ricavano le azioni agenti sul solaio di copertura

- Peso proprio ( $G_1$ ) = 3.37 kN/m<sup>2</sup>
- Permanenti ( $G_2$ ) = 3.10 kN/m<sup>2</sup>
- Variabile cat. H1 ( $Q_{H1}$ ) = 0.50 kN/m<sup>2</sup>
- Variabile neve  $Q_{neve}$  = 0.50 kN/m<sup>2</sup>

### 9.4.2 Calcolo sollecitazioni

Si considera uno schema statico a doppio appoggio su singola campata di luce pari a 5.50 m, verificando il campo con luce maggiore.

Le massime sollecitazioni agenti risultano pertanto pari a:

$$M_{Sd,SLU,max}^+ = (1.3 \times 3.37 + 1.5 \times 3.10 + 1.5 \times 0.50 + 1.5 \times 0.5 \times 0.50) \times 5.50^2 / 8 = 38.40 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Sd,SLU,max} = (1.3 \times 3.37 + 1.5 \times 3.10 + 1.5 \times 0.50 + 1.5 \times 0.5 \times 0.50) \times 5.50 / 2 = 27.93 \text{ kN/m}$$

$$M_{Sd,SLE,rara,max}^+ = (3.37 + 3.10 + 0.50 + 0.50 \times 0.50) \times 5.50^2 / 8 = 27.30 \text{ kNm/m}$$

Occorre precisare che si eseguono le verifiche di una sezione a T equivalente alla predalles, di larghezza 1.20 m, ed armata con 2 $\phi$ 12 inferiori ed 1 $\phi$ 12 superiore a travetto.

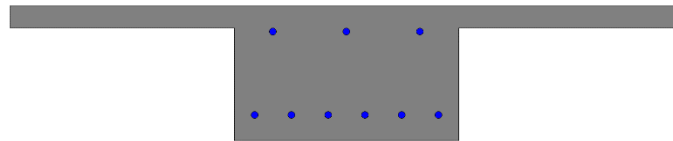


Figura 45 – Sezione di calcolo del solaio

Dunque, le sollecitazioni diventano pari a:

$$M_{Sd,SLU,max}^+ = 38.40 \times 1.20 = 46.08 \text{ kNm}$$

$$V_{Sd,SLU,max} = 27.93 \times 1.20 = 33.51 \text{ kN}$$

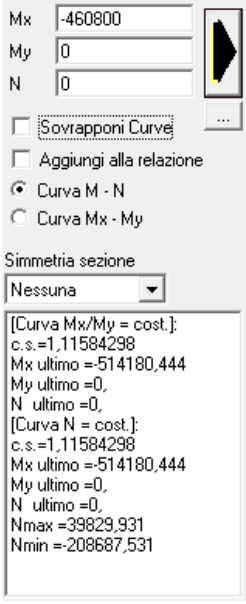
$$M_{Sd,SLE,rara,max}^+ = 27.30 \times 1.20 = 32.76 \text{ kNm}$$

### 9.4.3 Verifica a flessione SLU

Il momento resistente della sezione a T equivalente alla predalles viene riportato nell'immagine sottostante. Si osserva che  $M_{Rd}$  è pari a 51.42 kNm, pertanto,  $M_{Sd,SLU,max}^+ / M_{Rd}$  è pari a 0.90 e la verifica risulta soddisfatta.



 <b>ITAFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>LINEA FERROVIARIA CATANIA C.LE - GELA</b> <b>TRATTA FERROVIARIA CALTAGIRONE - GELA</b> <b>RIPRISTINO TRATTA CALTAGIRONE - GELA</b>								
	FABBRICATO FT (GALLERIA DELL'ARCIA LATO GELA) RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO	COMMESSA RS6K	LOTTO 00	FASE R	ENTE 78	TIPO DOC. CL	OPERA FA0600	PROG. 001	REV. A



Mx: -460800  
 My: 0  
 N: 0

Sovrapponi Curve  
 Aggiungi alla relazione  
 Curva M - N  
 Curva Mx - My

Simmetria sezione  
 Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:  
 c.s.=1,11584298  
 Mx ultimo =-514180,444  
 My ultimo =0,  
 N ultimo =0,  
 [Curva N = cost.]:  
 c.s.=1,11584298  
 Mx ultimo =-514180,444  
 My ultimo =0,  
 N ultimo =0,  
 Nmax =39829,931  
 Nmin =-208687,531

Figura 46 – Verifica a flessione del solaio

#### 9.4.4 Verifica a taglio SLU

Il taglio resistente della sezione a T equivalente alla predalles, quale elemento senza armatura trasversale resistente a taglio, viene riportato nella tabella sottostante. Si osserva che  $V_{Rd}$  è pari a 54.78 kN, pertanto,  $V_{Sd,SLU,max} / V_{Rd}$  è pari a 0.61 e la verifica risulta soddisfatta.

Tabella 11 – Verifica a taglio del solaio

Geometria sezione		
H	0.24	m
B	0.40	m
A <sub>c</sub>	0.10	m <sup>2</sup>
n	15	
A <sub>id</sub>	0.11	m <sup>2</sup>
x <sub>g</sub>	0.12	m
I <sub>g</sub>	0.00	m <sup>4</sup>
W <sub>sup</sub>	0.00	m <sup>3</sup>
e <sub>lim,cls</sub>	0.04	m
e <sub>1-lim,acc</sub>	0.06	m
e <sub>2-lim,acc</sub>	0.06	m
Armatura longitudinale tesa		
n <sup>o</sup> barre	6	
φ	12	mm

$A_f$	0.00068	$m^2$
$C_{teso}$	0.046	m
<b>Armatura longitudinale compressa</b>		
$n^{\circ}_{barre}$	3	
$\phi$	12	mm
$A_f$	0.00034	$m^2$
$C_{comp}$	0.046	m
<b>Caratteristiche del calcestruzzo</b>		
$f_{ck}$	29.1	Mpa
$f_{ctm}$	2.84	Mpa
$f_{ctk,0.05}$	1.99	Mpa
$f_{ctk,0.95}$	3.41	Mpa
$\gamma_c$	1.5	
$f_{cd}$	16.49	Mpa
$f_{ctd}$	1.32	Mpa
<b>Caratteristiche dell'acciaio</b>		
$f_{uk}$	540	Mpa
$f_{yk}$	450	Mpa
$\gamma_s$	1.15	
$f_{yd}$	391.30	Mpa
<b>Sollecitazione di progetto</b>		
$V_{Sd,SLU}$	<b>33.51</b>	kN
<b>Verifica per elementi che non richiedono Armatura a Taglio</b>		
$d$	0.19	m
$b_w$	0.40	m
$k$	2.00	
$A_{sl}$	0.00068	$m^2$
$\rho_l$	0.01	
$N_{Sd}$	0.0	kN
$s_c$	0.00	Mpa
$v_{min}$	0.53	MPa
$V_{Rd,c-min}$	41.44	kN
$V_{Rd,c}$	<b>54.78</b>	<b>kN</b>

#### 9.4.1 Verifiche SLE

### 9.4.1.1 Stato limite di deformazione

Tabella 12 – Stato limite di deformazione

l	h	A <sub>c</sub>	A <sub>s,inf</sub>	A <sub>s,sup</sub>	ρ	ρ'	K	f <sub>ck</sub>	f <sub>yk</sub>	$K \left[ 11 + \frac{0.015 f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \left[ \frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right]$	l/h	$\frac{l}{h} / K \left[ 11 + \frac{0.015 f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \left[ \frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right]$
[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
550	24	1280	6.78	3.39	0.005	0.003	1.50	29.1	450	27.49	22.92	0.83

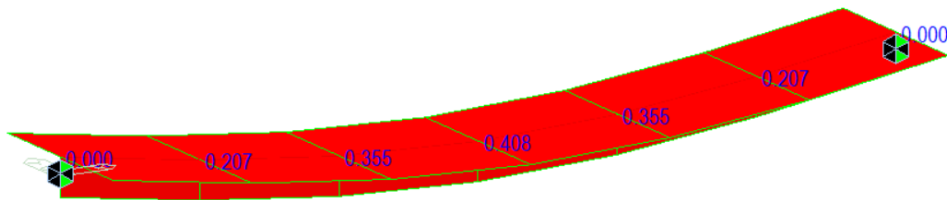


Figura 47 – Deformata in combinazione Quasi Permanente

Tabella 13 – Stato limite di deformazione: combinazione Quasi Permanente

Verifica di deformazione	f <sub>lim</sub>	l	1/250 l	f <sub>lim</sub> ≤ 1/250 l	1/500 l	f <sub>lim</sub> ≤ 1/500 l
	[cm]	[cm]	[cm]	[-]	[cm]	[-]
SLE - Quasi Permanente	0.41	550	2.20	0.19	1.10	0.37

### 9.4.1.2 Stato limite di fessurazione

Tabella 14 – Stato limite di fessurazione a momento positivo

Verifica a fessurazione	M <sup>+</sup> <sub>Sd,SLE,rara,max</sub>	w <sub>f</sub>	w <sub>1</sub>	w <sub>f</sub> / w <sub>1</sub>
	[kNm]	[mm]	[mm]	[-]
SLE - Rara	32.76	0.105	0.200	0.53

### 9.4.1.3 Stato limite di limitazione delle tensioni

Tabella 15 – Stato limite di limitazione delle tensioni a momento positivo

CLS C28/35				
Verifica delle tensioni	M <sup>+</sup> <sub>Sd,SLE,rara,max</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>c,max</sub> = 0,55 f <sub>ck</sub>	σ <sub>c</sub> / σ <sub>c,max</sub>
	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
SLE - Rara	32.76	8.9	16.0	0.55

ACCIAIO B450C				
Verifica delle tensioni	M <sup>+</sup> <sub>Sd,SLE,rara,max</sub>	σ <sub>f</sub>	σ <sub>f,max</sub> = 0,75 f <sub>yk</sub>	σ <sub>f</sub> / σ <sub>f,max</sub>
	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
SLE - Rara	32.76	262.9	337.5	0.78

## 9.5 Verifica strutturale della fondazione

Al §7.4.3.1 delle NTC 18 si legge quanto segue: “Sia per CD“A” sia per CD“B” il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:

- quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. § 7.3);
- quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;
- quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD“A” e 1,10 in CD“B”.

Le strutture delle fondazioni superficiali devono essere progettate per le azioni definite al precedente capoverso, assumendo un comportamento non dissipativo; non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.“

Inoltre, si legge che le travi di fondazione in calcestruzzo armato devono avere, per l'intera lunghezza, armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0.2% dell'area della sezione trasversale della trave, sia inferiormente sia superiormente.

In ragione di quanto sopra riportato, il dimensionamento e la verifica strutturale delle travi di fondazione è stato eseguito per le azioni trasmesse dagli elementi soprastanti derivanti da una analisi strutturale elastica.

Di seguito vengono riportate le sollecitazioni sulle travi di fondazione provenienti da una analisi elastica.

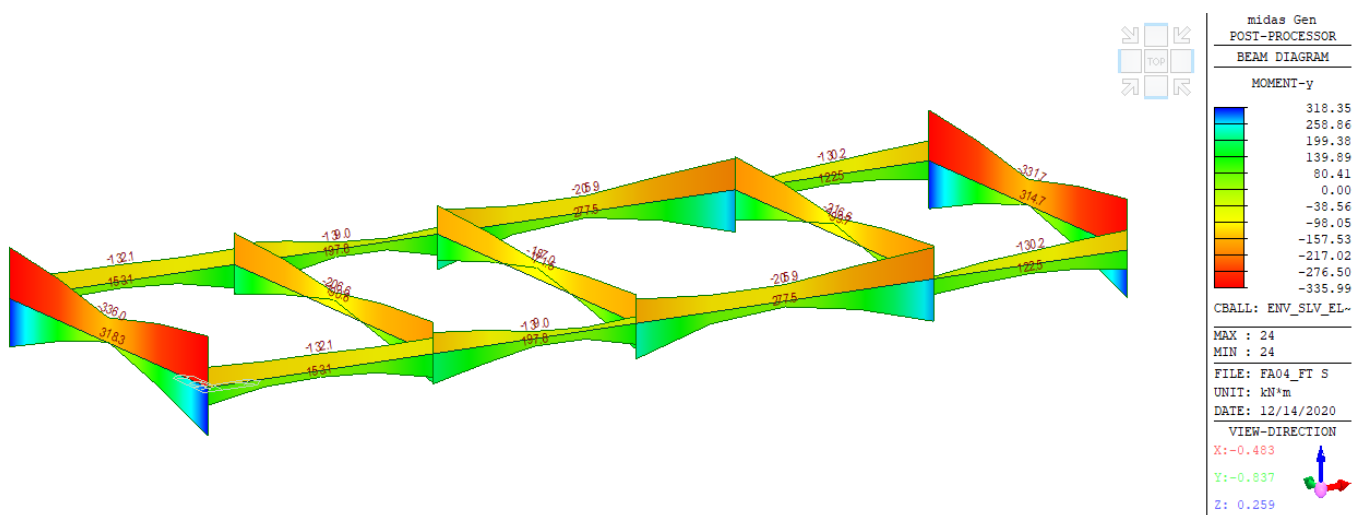


Figura 48 – Momento My - Involuppo SLV\_ elastico

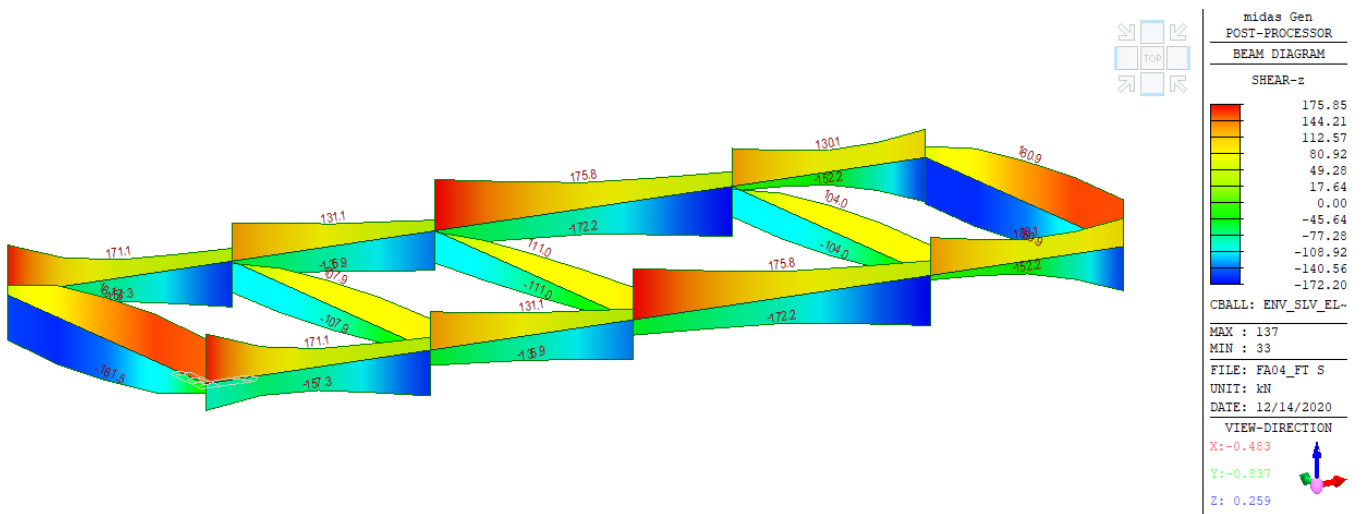


Figura 49 – Taglio Fz - Involuppo SLV\_elastico

Di seguito si riporta una sezione della trave di fondazione e l'armatura longitudinale impiegata.

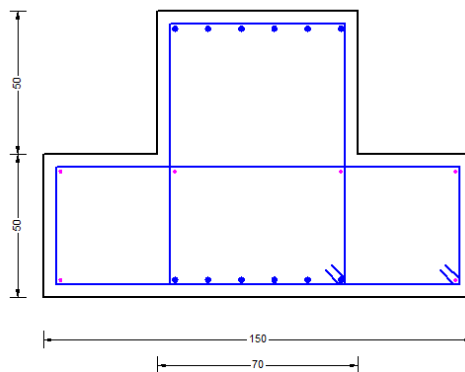


Figura 50 – Sezione della trave di fondazione

- Armatura superiore 6 $\phi$ 20
- Armatura inferiore 6 $\phi$ 20

Si adotteranno staffe  $\phi$ 10/10 cm, mentre nelle zone centrali di campata staffe  $\phi$ 10/20 cm.

### 3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	51	45	45
Moment (M <sub>Ed</sub> )	129.39	129.39	129.39
Factored Strength (M <sub>Rd</sub> )	684.28	684.28	684.28
Check Ratio (M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub> )	0.1891	0.1891	0.1891
Neutral Axis (x/d)	0.0559	0.0559	0.0559
(+) Load Combination No.	39	49	55
Moment (M <sub>Ed</sub> )	96.45	39.71	109.03
Factored Strength (M <sub>Rd</sub> )	684.28	684.28	684.28
Check Ratio (M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub> )	0.1410	0.0580	0.1593
Neutral Axis (x/d)	0.0559	0.0559	0.0559
Using Rebar Top (As <sub>top</sub> )	0.0019	0.0019	0.0019
Using Rebar Bot (As <sub>bot</sub> )	0.0019	0.0019	0.0019

### 4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	48	51	54
Factored Shear Force (V <sub>Ed</sub> )	96.29	67.67	94.57
Shear Strength by Conc.(V <sub>Rdc</sub> )	224.80	224.80	224.80
Shear Strength by Rebar.(V <sub>Rds</sub> )	531.07	265.53	531.07
Shear Strength by Rebar.(V <sub>Rdmax</sub> )	2142.00	2142.00	2142.00
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0016	0.0008	0.0016
Using Stirrups Spacing	2-P10 @100	2-P10 @200	2-P10 @100
Shear Ratio by Conc	0.4283	0.3010	0.4207
Shear Ratio by (V <sub>Rds</sub> ; V <sub>Rdmax</sub> )	0.1813	0.2549	0.1781
Check Ratio	0.4283	0.3010	0.4207

**Figura 51 – Verifiche travi di fondazione – SLV**

### 3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	138	122	112
Moment (M <sub>Ed</sub> )	335.99	271.59	335.99
Factored Strength (M <sub>Rd</sub> )	684.28	684.28	684.28
Check Ratio (M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub> )	0.4910	0.3969	0.4910
Neutral Axis (x/d)	0.0559	0.0559	0.0559
(+) Load Combination No.	122	138	128
Moment (M <sub>Ed</sub> )	318.35	136.45	318.35
Factored Strength (M <sub>Rd</sub> )	684.28	684.28	684.28
Check Ratio (M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub> )	0.4652	0.1994	0.4652
Neutral Axis (x/d)	0.0559	0.0559	0.0559
Using Rebar Top (As <sub>top</sub> )	0.0019	0.0019	0.0019
Using Rebar Bot (As <sub>bot</sub> )	0.0019	0.0019	0.0019

### 4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	125	128	131
Factored Shear Force (V <sub>Ed</sub> )	175.85	161.52	172.20
Shear Strength by Conc.(V <sub>Rdc</sub> )	224.80	224.80	224.80
Shear Strength by Rebar.(V <sub>Rds</sub> )	531.07	265.53	531.07
Shear Strength by Rebar.(V <sub>Rdmax</sub> )	2142.00	2142.00	2142.00
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0016	0.0008	0.0016
Using Stirrups Spacing	2-P10 @100	2-P10 @200	2-P10 @100
Shear Ratio by Conc	0.7822	0.7185	0.7660
Shear Ratio by (V <sub>Rds</sub> ; V <sub>Rdmax</sub> )	0.3311	0.6083	0.3243
Check Ratio	0.7822	0.7185	0.7660

**Figura 52 – Verifiche travi di fondazione – SLV\_elastico**

## 9.1 Incidenza delle armature

Di seguito si riporta il calcolo eseguito dell'incidenza delle armature negli elementi strutturali: travi d'elevazione, pilastri e travi di fondazione.

**Tabella 16 – Incidenza armature – Travi 30x40**

Descrizione	Posiz.	Diam.	Lungh.	Num.	Diametro							
					10	12	14	16	18	20	22	24

<b>TRAVI 30X40</b>	long	16	8.33	7				58.33					
	parete	12	8.33	2		16.67							
	staffe	10	1.40	83	116.67								
<b>Lunghezze totali [ml]</b>					116.67	16.67		58.33					
<b>Pesi unitari [Kg/ml]</b>					0.62	0.89	1.21	1.58	2.00	2.47	2.98	3.55	4.17
<b>Pesi parziali [Kg]</b>					71.98	14.80		92.05					
<b>Peso totale [kg]</b>					<b>178.83</b>								
<b>Calcestruzzo [mc]</b>					<b>1.00</b>								
<b>Incidenza [Kg/mc]</b>					<b>178.83</b>								

Tabella 17 – Incidenza armature – Pilastrini 30x50 (50x30)

Descrizione	Posiz.	Diam.	Lungh.	Num.	Diametro								
					10	12	14	16	18	20	22	24	26
<b>PILASTRI 30X50</b>	long	16	6.67	12				80.00					
	staffe	10	1.60	67	106.67								
<b>Lunghezze totali [ml]</b>					106.67			80.00					
<b>Pesi unitari [Kg/ml]</b>					0.62	0.89	1.21	1.58	2.00	2.47	2.98	3.55	4.17
<b>Pesi parziali [Kg]</b>					65.81			126.24					
<b>Peso totale [kg]</b>					<b>192.05</b>								
<b>Calcestruzzo [mc]</b>					<b>1.00</b>								
<b>Incidenza [Kg/mc]</b>					<b>192.05</b>								

Tabella 18 – Incidenza armature – Travi fondazione

Descrizione	Posiz.	Diam.	Lungh.	Num.	Diametro								
					10	12	14	16	18	20	22	24	26
<b>TRAVI FONDAZIONE</b>	long	20	0.91	12						10.91			
	reggistaffe	12	0.91	6		5.45							
	staffe	10	7.40	9	67.27								
<b>Lunghezze totali [ml]</b>					67.27	5.45				10.91			
<b>Pesi unitari [Kg/ml]</b>					0.62	0.89	1.21	1.58	2.00	2.47	2.98	3.55	4.17
<b>Pesi parziali [Kg]</b>					41.51	4.84				26.90			
<b>Peso totale [kg]</b>					<b>73.25</b>								
<b>Calcestruzzo [mc]</b>					<b>1.00</b>								
<b>Incidenza [Kg/mc]</b>					<b>73.25</b>								

L'incidenza delle armature viene schematicamente riportata nell'elaborato "TABELLA MATERIALI E INCIDENZA ARMATURE OPERE CIVILI".

## 9.1 Verifica di rigidezza degli elementi strutturali - SLD

Al §7.3.6.1 delle NTC 18 si legge quanto segue: “La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall’analisi in presenza dell’azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla  $C_U$  considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per le  $C_U I$  e II ci si riferisce allo SLD (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

- per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d’interpiano, per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:  $d_r \leq 0.01 h$ ”.

Dunque, nel caso in esame di ha:

$$d_r \leq 0.01 h = 4.45 \text{ cm}$$

Si riportano gli spostamenti nelle due direzioni della combinazione “ENV\_SLD\_elastico”.

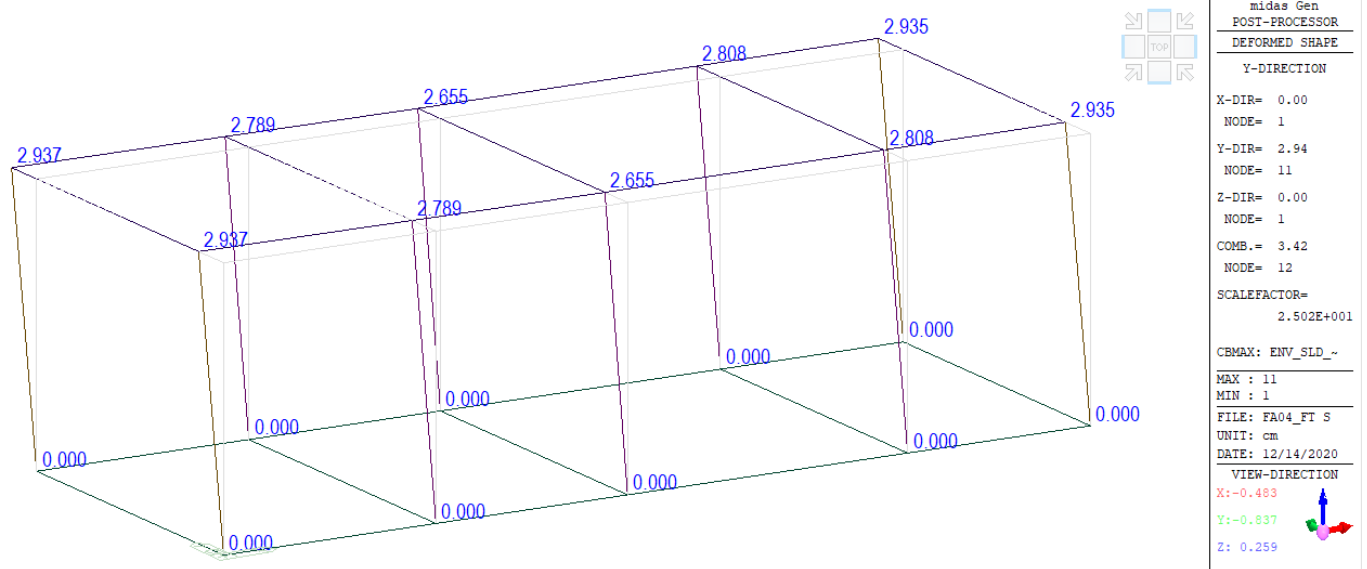
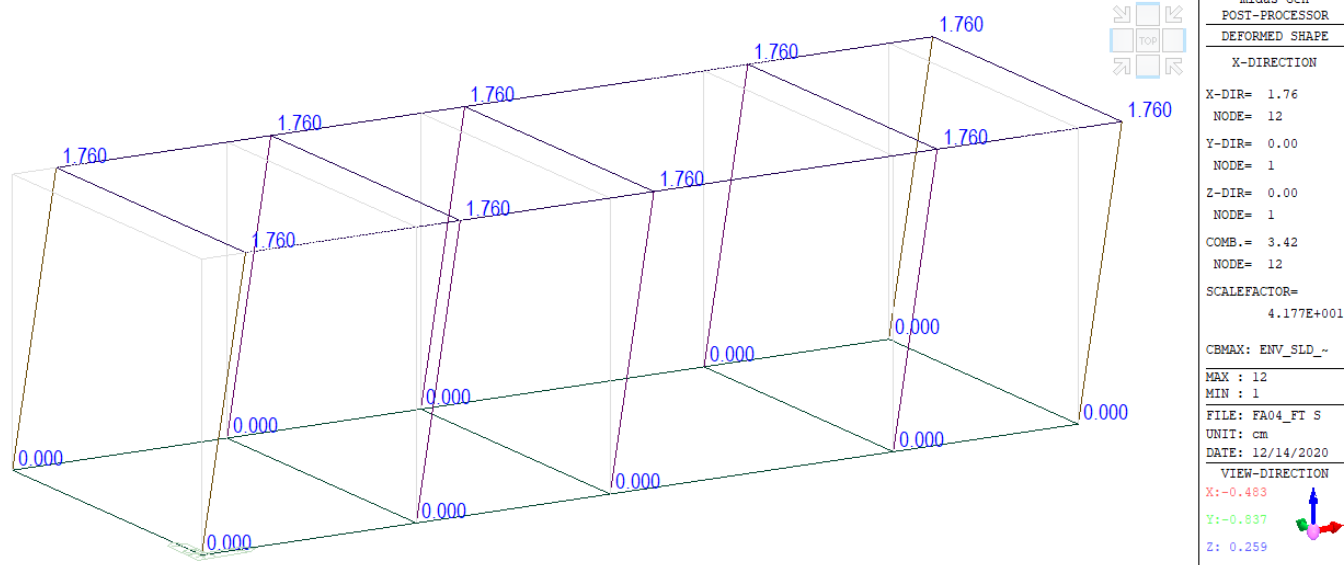


Figura 53 – Spostamenti  $d_r$




**Figura 54 – Spostamenti  $d_x$** 

Come si può vedere dalle immagini precedenti e riportato di seguito, la verifica risulta soddisfatta in entrambe le direzioni:

$$d_{r,y} = 2.94 \text{ cm} < 4.45 \text{ cm}$$

$$d_{r,x} = 1.76 \text{ cm} < 4.45 \text{ cm}$$

## 9.1 Verifica di stabilità degli elementi non strutturali - SLV

Al §7.3.6.2 delle NTC 18 si legge quanto segue: “Per gli elementi non strutturali debbono essere adottati magisteri atti ad evitare la possibile espulsione sotto l’azione della  $F_a$  (v. §7.2.3) corrispondente allo SL e alla  $C_U$  considerati.”.

Inoltre, al §7.3.6.2 della Circolare n.7 del 2019 si legge: “La prestazione, consistente nell’evitare la possibile espulsione delle tamponature sotto l’azione della  $F_a$ , si può ritenere conseguita con l’inserimento di leggere reti di intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l’inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm.”.

Dunque, il progettista prescrive l’adozione di un sistema del tipo di cui sopra, con lo scopo di garantire la prestazione in oggetto.

## 9.2 Verifiche geotecniche della fondazione

Al §7.11.5.3.1 delle NTC 18 si legge quanto segue: “La capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo (SLV) nei confronti del raggiungimento della resistenza per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione [6.2.1] e adottando i coefficienti parziali della Tabella 7.11.II.”

Coerentemente con quanto riportato nel §9.4 per la verifica strutturale della fondazione, la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno è stata eseguita per le azioni trasmesse dagli elementi soprastanti derivanti da una analisi strutturale elastica.

### 9.2.1 Verifica allo scorrimento

Per la verifica a scorrimento sul piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere la fondazione sia minore di tutte le forze resistenti lungo la stessa direzione.

La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$ , fattorizzata secondo un coefficiente parziale  $\gamma_r$  stabilito dalla normativa e pari a 1.1, e la risultante delle forze mobilitanti  $F_s$ , risulti non inferiore all'unità:

$$(F_r / \gamma_r) / F_s \geq 1$$

$$F_r \geq 1.1 \times F_s$$

dove

$F_s$  è la massima azione orizzontale agente pari alla somma delle reazioni orizzontali alla base dei pilastri in combinazione sismica;

$F_r$  è la massima azione resistente pari a  $N_s \times \text{tg } \varphi'$  dove  $N_s$  è dato dalla somma della risultante delle reazioni verticali alla base dei pilastri in combinazione quasi permanente e del peso somma il peso della fondazione.

Le sollecitazioni impiegate nella verifica a scorrimento vengono di seguito riportate:

**Tabella 19 – Summation of reaction forces from MIDAS Gen – SLV elastico**

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
ENV_SLV_elastico(all)	798.45	798.02	3729.85
ENV_SLV_elastico(max)	798.45	798.02	3729.85
ENV_SLV_elastico(min)	-798.45	-798.02	2798.81

**Tabella 20 – Summation of reaction forces from MIDAS Gen – Combinazione Quasi Permanente**

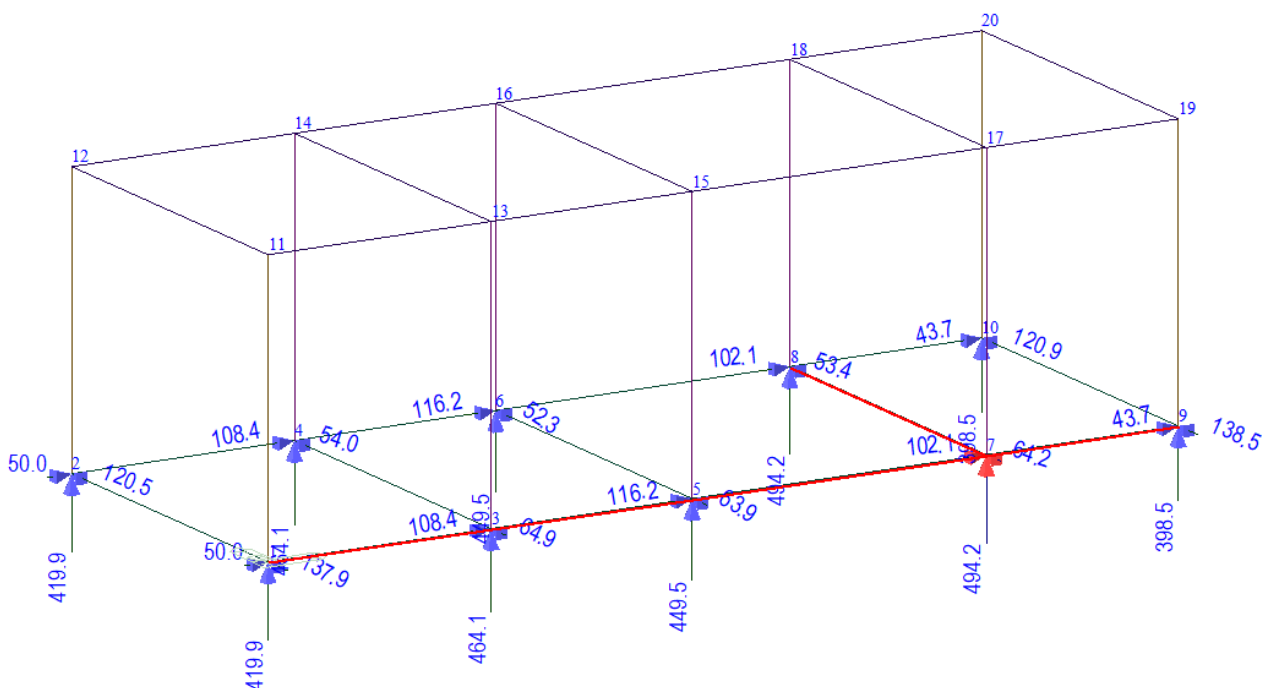
Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
Quasi Permanente	0.00	0.00	2799.15

Come si può vedere dalla disuguaglianza successiva, la verifica allo scorrimento risulta soddisfatta:

$$F_r = 2861.51 \text{ kN} \times \text{tg } 30^\circ = \mathbf{1616.09 \text{ kN}} \geq 1.1 \times F_s = 1.1 \times \sqrt{(798.45^2 + 798.02^2)} = \mathbf{1241.76 \text{ kN}}$$

### 9.2.2 Verifica a carico limite

Sulla base dei valori delle azioni trasmesse dalla sovrastruttura alla sottostruttura, si è ritenuto di eseguire la verifica a carico limite delle due travate evidenziate nella figura sottostante, una in direzione x ed una in direzione y.


**Figura 55 – Verifica a carico limite: TRAVE DIREZIONE X e TRAVE DIREZIONE Y**
**Tabella 21 – Reaction forces from MIDAS Gen – SLV elastico – TRAVE DIREZIONE X**

Node	Load	FX(kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
1	ENV_SLV_elastico(max)	49.99	137.92	419.89	188.15	5.66	0.00
3	ENV_SLV_elastico(max)	108.40	64.94	464.12	151.24	38.15	0.00
5	ENV_SLV_elastico(max)	116.24	63.89	449.52	151.18	-27.22	0.00
7	ENV_SLV_elastico(max)	102.05	64.22	494.22	150.14	72.00	0.00
9	ENV_SLV_elastico(max)	43.68	138.49	398.48	193.80	89.18	0.00
<b>Summation</b>		<b>420.36</b>	<b>469.46</b>	<b>2226.24</b>	<b>834.50</b>	<b>177.77</b>	<b>0.00</b>

**Figura 56 – Verifica a carico limite - SLV elastico – TRAVE DIREZIONE X**
**VERIFICHE A CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE**

Nel caso generale di falda in prossimità del piano di posa della fondazione, l'espressione del carico limite di una fondazione superficiale è ricavato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = N_q [\gamma_1 (d - h_w) + \gamma'_1 h_w] + N_c c' + N_\gamma \gamma'_2 \frac{B}{2} + \gamma_w h_w$$

L'espressione appena riportata è valida in prefissate condizioni geometriche e di carico; laddove non si verificano le condizioni ideali, vanno applicati i seguenti coefficienti correttivi:

$\Psi_q, \Psi_c, \Psi_\gamma$	coefficienti di punzonamento
$\zeta_q, \zeta_c, \zeta_\gamma$	coefficienti di forma della fondazione
$\xi_q, \xi_c, \xi_\gamma$	coefficienti di inclinazione dei carichi in fondazione
$\alpha_q, \alpha_c, \alpha_\gamma$	coefficienti di inclinazione del piano di posa fondazione
$\beta_q, \beta_c, \beta_\gamma$	coefficienti di inclinazione del piano campagna

in particolare i termini con pedice q, moltiplicano il primo termine, quelli con pedice c il secondo termine e quelli con pedice  $\gamma$  il terzo termine.

**RIEPILOGO DATI DI PROGETTO**

$\gamma_1 =$	<input type="text" value="20"/>	KN/m <sup>3</sup>	(peso unità di volume terreno ricoprimento)
$\gamma'_2 =$	<input type="text" value="20"/>	KN/m <sup>3</sup>	(peso unità di volume terreno fondazione - alleggerito se in falda)
d =	<input type="text" value="1.10"/>	m	(ricoprimento piano di posa fondazione)
B(x) =	<input type="text" value="1.50"/>	m	(dimensione minore del plinto di fondazione)
L(y) =	<input type="text" value="14.70"/>	m	(dimensione maggiore del plinto di fondazione)
$\varepsilon^\circ =$	<input type="text" value="0.00"/>	=	<input type="text" value="0.00"/> rad (inclinazione piano posa fondazione)
$\omega^\circ =$	<input type="text" value="0.00"/>	=	<input type="text" value="0.00"/> rad (eventuale inclinazione piano campagna)

Parametri meccanici terreno di fondazione come da caratterizzazione geotecnica:

c =	<input type="text" value="0.0"/>	KN/m <sup>2</sup>	(coesione)	Drenata (D)/ Non Drenata (ND) ?	<input type="text" value="D"/>
$\varphi^\circ =$	<input type="text" value="30.0"/>	=	<input type="text" value="0.524"/> rad	(angolo d'attrito)	
tan $\varphi^\circ =$	<input type="text" value="0.58"/>				

**Approccio di Verifica - 2**


 Coefficienti parziali  $\gamma_M =$ 

$\gamma_M(c) =$	<input type="text" value="1.00"/>
$\gamma_M(\tan\varphi) =$	<input type="text" value="1.00"/>

$c_d =$	<input type="text" value="0.0"/>	KN/m <sup>2</sup>	(coesione di progetto)
$\varphi_d^\circ =$	<input type="text" value="30.00"/>	=	<input type="text" value="0.524"/> rad (angolo d'attrito di progetto)
tan $\varphi_d^\circ =$	<input type="text" value="0.58"/>	(tan $\varphi$ angolo di progetto)	

Valore Coefficienti di carico limite :

$$N_q = \text{input } 18.40 \quad N_c = \text{input } 30.14 \quad N_\gamma = \text{input } 22.40$$

FABBRICATO FT (GALLERIA DELL'ARZIA LATO GELA)  
 RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R	78	CL	FA0600	001	A	69 di 72

**ROTTURA GENERALE**

Coefficienti di punzonamento

$\Psi_q$	$\Psi_c$	$\Psi_\gamma$
1	1	1

N (KN)	$T_B$ (KN)	$M_T$ (KNm)	$T_L$ (KN)	$M_L$ (KNm)	$e_B=M_T/N$ (m)	$e_L=M_L/N$ (m)	$B'=B-2e_B$ (m)	$L'=L-2e_L$ (m)	$\tan \delta_B$ ( $T_B/N$ )	$\tan \delta_L$ ( $T_L/N$ )
<b>2226.24</b>	<b>469.46</b>	<b>177.77</b>	<b>420.36</b>	<b>834.50</b>	0.08	0.37	1.34	13.95	0.210876	0.188821

$$\begin{aligned} \text{tg}(\theta) &= T_B / T_L = 1.117 \\ \theta &= 0.84052196 \text{ rad} = 48.2^\circ \end{aligned}$$

 Coefficienti di forma calcolati con  $B=B'$ 

$\zeta_q$	$\zeta_c$	$\zeta_\gamma$
1.055	1.059	0.962

Coefficienti di inclinazione dei carichi in fondazione

$$\begin{aligned} m_B &= 1.91 \\ m_L &= 1.09 \\ m_\theta &= 1.55 \end{aligned}$$

$\xi_q$	$\xi_c$	$\xi_\gamma$
0.694	0.676	0.547

Coefficienti di inclinazione piano di posa

$\alpha_q$	$\alpha_c$	$\alpha_\gamma$
1.000	1.000	1.000

Coefficienti di inclinazione piano campagna

$\beta_q$	$\beta_c$	$\beta_\gamma$
1.000	1.000	1.000

Il valore del carico limite risulta pertanto :

$$q_{lim} = \boxed{454.33} \text{ KN/m}^2 \text{ (VALORE UNITARIO)}$$

$$\text{Fattore parziale da normativa } (\gamma_R) = \boxed{2.30}$$

$$q_{lim}/\gamma_R = \boxed{197.53} \text{ KN/m}^2 \text{ (Carico limite di progetto)}$$

$$Q_{limd} = \boxed{3693} \text{ KN} \text{ (VALORE TOTALE = } q_{lim}/\gamma_R \times B \times L \text{)}$$

Il coefficiente di sicurezza a carico limite risulta pertanto:

$$C = Q_{limd} / N = 1.66$$

Verifica Soddisfatta

FABBRICATO FT (GALLERIA DELL'ARCIA LATO GELA)  
 RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R	78	CL	FA0600	001	A	70 di 72

**Tabella 22 – Reaction forces from MIDAS Gen – SLV elastico – TRAVE DIREZIONE Y**

Node	Load	FX(kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
3	ENV_SLV_elastico(max)	102.05	64.22	494.22	150.14	72.00	0.00
4	ENV_SLV_elastico(max)	102.05	53.36	494.22	-98.40	72.00	0.00
<b>Summation</b>		<b>204.11</b>	<b>117.58</b>	<b>988.45</b>	<b>51.74</b>	<b>144.01</b>	<b>0.00</b>

**Figura 57 – Verifica a carico limite - SLV elastico – TRAVE DIREZIONE Y**
**VERIFICHE A CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE**

Nel caso generale di falda in prossimità del piano di posa della fondazione, l'espressione del carico limite di una fondazione superficiale è ricavato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = N_q [\gamma_1 (d - h_w) + \gamma'_1 h_w] + N_c c' + N_\gamma \gamma'_2 \frac{B}{2} + \gamma_w h_w$$

L'espressione appena riportata è valida in prefissate condizioni geometriche e di carico; laddove non si verificano le condizioni ideali, vanno applicati i seguenti coefficienti correttivi:

$\Psi_q, \Psi_c, \Psi_\gamma$	coefficienti di punzonamento
$\zeta_q, \zeta_c, \zeta_\gamma$	coefficienti di forma della fondazione
$\xi_q, \xi_c, \xi_\gamma$	coefficienti di inclinazione dei carichi in fondazione
$\alpha_q, \alpha_c, \alpha_\gamma$	coefficienti di inclinazione del piano di posa fondazione
$\beta_q, \beta_c, \beta_\gamma$	coefficienti di inclinazione del piano campagna

in particolare i termini con pedice **q**, moltiplicano il primo termine, quelli con pedice **c** il secondo termine e quelli con pedice **γ** il terzo termine.

**RIEPILOGO DATI DI PROGETTO**

$\gamma_1 =$	<input type="text" value="20"/>	KN/m <sup>3</sup>	(peso unità di volume terreno ricoprimento)
$\gamma'_2 =$	<input type="text" value="20"/>	KN/m <sup>3</sup>	(peso unità di volume terreno fondazione - alleggerito se in falda)
$d =$	<input type="text" value="1.10"/>	m	(ricoprimento piano di posa fondazione)
$B(x) =$	<input type="text" value="1.50"/>	m	(dimensione minore del plinto di fondazione)
$L(y) =$	<input type="text" value="5.50"/>	m	(dimensione maggiore del plinto di fondazione)
$\varepsilon^\circ =$	<input type="text" value="0.00"/>	=	<input type="text" value="0.00"/> rad (inclinazione piano posa fondazione)
$\omega^\circ =$	<input type="text" value="0.00"/>	=	<input type="text" value="0.00"/> rad (eventuale inclinazione piano campagna)

Parametri meccanici terreno di fondazione come da caratterizzazione geotecnica:

$c =$	<input type="text" value="0.0"/>	KN/m <sup>2</sup>	(coesione)	Drenata (D)/ Non Drenata (ND) ?	<input type="text" value="D"/>
$\varphi^\circ =$	<input type="text" value="30.0"/>	=	<input type="text" value="0.524"/> rad	(angolo d'attrito)	
$\tan \varphi^\circ =$	<input type="text" value="0.58"/>				

Approccio di Verifica - 2

Coefficienti parziali  $\gamma_M =$

$\gamma_M(c) =$	<input type="text" value="1.00"/>
$\gamma_M(\tan \varphi) =$	<input type="text" value="1.00"/>

$c_d =$	<input type="text" value="0.0"/>	KN/m <sup>2</sup>	(coesione di progetto)
$\varphi_d^\circ =$	<input type="text" value="30.00"/>	=	<input type="text" value="0.524"/> rad (angolo d'attrito di progetto)
$\tan \varphi_d^\circ =$	<input type="text" value="0.58"/>	( $\tan \varphi$ angolo di progetto)	

Valore Coefficienti di carico limite :

$N_q =$	<input type="text" value="18.40"/>	$N_c =$	<input type="text" value="30.14"/>	$N_\gamma =$	<input type="text" value="22.40"/>
---------	------------------------------------	---------	------------------------------------	--------------	------------------------------------

FABBRICATO FT (GALLERIA DELL'ARZIA LATO GELA)  
 RELAZIONE DI CALCOLO FABBRICATO

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA	PROG.	REV.	FOGLIO
RS6K	00	R	78	CL	FA0600	001	A	72 di 72

**ROTTURA GENERALE**

Coefficienti di punzonamento

$\Psi_q$	$\Psi_c$	$\Psi_\gamma$
1	1	1

N (KN)	$T_B$ (KN)	$M_T$ (KNm)	$T_L$ (KN)	$M_L$ (KNm)	$e_B = M_T/N$ (m)	$e_L = M_L/N$ (m)	$B' = B - 2e_B$ (m)	$L' = L - 2e_L$ (m)	$\tan \delta_B$ ( $T_B/N$ )	$\tan \delta_L$ ( $T_L/N$ )
<b>988.45</b>	<b>204.11</b>	<b>51.74</b>	<b>117.58</b>	<b>144.01</b>	0.05	0.15	1.40	5.21	0.206495	0.118954

$$\begin{aligned} \operatorname{tg}(\theta) &= T_B / T_L = 1.736 \\ \theta &= 1.04816435 \text{ rad} = 60.1^\circ \end{aligned}$$

 Coefficienti di forma calcolati con  $B=B'$ 

$\zeta_q$	$\zeta_c$	$\zeta_\gamma$
1.155	1.164	0.893

Coefficienti di inclinazione dei carichi in fondazione

$$\begin{aligned} m_B &= 1.79 \\ m_L &= 1.21 \\ m_\theta &= 1.64 \end{aligned}$$

$\xi_q$	$\xi_c$	$\xi_\gamma$
0.684	0.665	0.542

Coefficienti di inclinazione piano di posa

$\alpha_q$	$\alpha_c$	$\alpha_\gamma$
1.000	1.000	1.000

Coefficienti di inclinazione piano campagna

$\beta_q$	$\beta_c$	$\beta_\gamma$
1.000	1.000	1.000

Il valore del carico limite risulta pertanto :

$$q_{lim} = \mathbf{470.90} \text{ KN/m}^2 \text{ (VALORE UNITARIO)}$$

Fattore parziale da normativa ( $\gamma_R$ ) = **2.30**

$$q_{lim} / \gamma_R = \mathbf{204.74} \text{ KN/m}^2 \text{ (Carico limite di progetto)}$$

$$Q_{limd} = \mathbf{1488} \text{ KN} \text{ (VALORE TOTALE = } q_{lim} / \gamma_R \times B \times L \text{)}$$

Il coefficiente di sicurezza a carico limite risulta pertanto:

$$C = Q_{limd} / N = \mathbf{1.51}$$

Verifica Soddisfatta