

ITINERARIO INTERNAZIONALE E78 S.G.C. GROSSETO – FANO  
 Tratto Selci Lama (E45) – S. Stefano di Gaifa  
 Adeguamento a 2 corsie della Galleria della Guinza (lotto 2)  
 e del tratto Guinza – Mercatello Ovest (lotto 3)  
 1° stralcio

**PROGETTO ESECUTIVO**

cod. AN58

PROGETTAZIONE:  
 RAGGRUPPAMENTO  
 TEMPORANEO PROGETTISTI

MANDATARIA:

MANDANTI:



**sinergo**

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI  
 SPECIALISTICHE:

*Ing. Riccardo Formichi – Società Pro Iter Srl  
 Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. 18045*

OPERE D'ARTE MINORI:

*Ing. Stefano Muffato – Sinergo SpA  
 Ordine Ingegneri Provincia di Venezia n. 2087*

IL GEOLOGO:

*Dott. Geol. Massimo Mezzanica – Società Pro Iter Srl  
 Albo Geol. Lombardia n. A762*

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

*Ing. Massimo Mangini – Società Erre.Vi.A Srl  
 Ordine Ingegneri Provincia di Varese n. 1502*

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:

*Dott. ing. Vincenzo Catone*



PROTOCOLLO:

DATA:

**07 - OPERE D'ARTE MINORI**

**07.12.02 - FA.02 - GALLERIA GUINZA - LATO UMBRIA**

Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO

NOME FILE

T00FA01STRRE01.pdf

REVISIONE

SCALA

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

LO702M E 2101

CODICE ELAB.

T00FA02STRRE01

A

R

D					
C					
B					
A	EMISSIONE	FEBBRAIO 2023	ZUFFELLATO	GALANTE	MUFFATO
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



# INDICE

1	INQUADRAMENTO GENERALE .....	1
1.1	Descrizione dell'opera .....	1
2	NORME DI RIFERIMENTO .....	4
2.1	Normativa nazionale cogente.....	4
2.2	Eurocodici .....	4
2.3	Norme EN, UNI, ISO.....	5
2.4	Norme CNR .....	6
3	VITA NOMINALE E CLASSI D'USO .....	7
4	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO .....	9
5	MATERIALI .....	10
5.1	Calcestruzzo per opere in elevazione .....	10
5.2	Calcestruzzo per opere in fondazione.....	10
5.3	Acciaio per calcestruzzo ordinario.....	11
5.4	Copriferro per opere in elevazione .....	11
5.5	Copriferro per opere in fondazione .....	11
6	ANALISI DEI CARICHI .....	13
6.1	Pesi propri strutturali ( $g_1$ ).....	13
6.1.1	<i>Travi e pilastri</i> .....	13
6.1.2	<i>Solaio di copertura</i> .....	13
6.2	Carichi permanenti non strutturali ( $g_2$ ) .....	13
6.2.1	<i>Solaio di copertura</i> .....	13
6.2.2	<i>Tamponature</i> .....	13
6.3	Sovraccarico accidentale .....	14
6.4	Carico neve ( $q_s$ ) .....	14
6.5	Azioni del vento .....	15
6.6	Azione sismica.....	16
6.6.1	<i>Stato Limite di Salvaguardia della Vita</i> .....	17
6.6.2	<i>Stato Limite di Operatività</i> .....	19
6.7	Combinazioni di carico .....	20
6.7.1	<i>Combinazioni SLU</i> .....	20
6.7.2	<i>Combinazioni SLE</i> .....	21
6.7.3	<i>Combinazioni Sismiche</i> .....	21
6.7.4	<i>Combinazioni considerate</i> .....	21
7	MODELLO DI CALCOLO ED ANALISI DEI RISULTATI.....	24
7.1	Criteri di modellazione e analisi di riferimento .....	24
7.2	Criteri di verifica .....	28

Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02

RTP di progettazione:

Mandataria:



Mandanti:



sinergo

<b>7.2.1</b>	<b>Verifiche agli Stati Limite Ultimi .....</b>	<b>28</b>
7.2.1.1	Verifica per sollecitazioni di presso-flessione .....	28
7.2.1.2	Verifiche a taglio.....	28
<b>7.2.2</b>	<b>Verifiche agli Stati Limite di esercizio.....</b>	<b>29</b>
7.2.2.1	Verifiche a fessurazione .....	30
7.2.2.1.1	Premessa .....	30
7.2.2.1.2	Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo).....	31
7.2.2.1.3	Ampiezza delle fessure .....	31
<b>7.2.3</b>	<b>Verifica della capacità portante .....</b>	<b>32</b>
<b>7.3</b>	<b>Convenzioni di segno .....</b>	<b>36</b>
<b>7.4</b>	<b>Sollecitazioni agenti.....</b>	<b>38</b>
7.4.1	Condizioni elementari di carico .....	38
7.4.2	Inviluppi.....	51
7.4.2.1	Inviluppi SLU/SLV .....	51
7.4.2.2	Inviluppi SLE.....	52
<b>7.5</b>	<b>Analisi modale .....</b>	<b>54</b>
<b>7.6</b>	<b>Criteri di regolarità strutturale .....</b>	<b>56</b>
<b>7.7</b>	<b>Comportamento strutturale, tipologia strutturale, fattore di comportamento.....</b>	<b>57</b>
7.7.1	Verifica deformabilità torsionale .....	59
<b>7.8</b>	<b>Effetti torsionali accidentali .....</b>	<b>59</b>
<b>7.9</b>	<b>Verifica instabilità globale (effetti del secondo ordine).....</b>	<b>60</b>
<b>8</b>	<b>VERIFICHE .....</b>	<b>63</b>
8.1	Solaio di copertura .....	63
8.2	Travi .....	76
8.2.1	Riepilogo verifiche .....	77
8.2.1.1	Verifica a flessione.....	77
8.2.1.2	Verifica a taglio.....	78
8.2.2	Verifiche SLU .....	78
8.2.3	Verifiche SLE .....	82
8.3	Pilastri.....	83
8.3.1	Riepilogo verifiche .....	84
8.3.1.1	Verifica a flessione.....	84
8.3.1.2	Verifica a taglio.....	85
8.3.2	Verifiche .....	86
8.4	Platea di fondazione.....	87
8.4.1	Verifiche SLU .....	87
8.4.1.1	Verifica a flessione.....	87
8.4.1.2	Verifica a taglio/punzonamento .....	92
8.4.2	Verifiche SLE .....	97
8.4.2.1	Limitazione delle tensioni .....	97

Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02

RTP di progettazione:

Mandataria:



Mandanti:



**sinergo**

8.4.2.2	Fessurazione .....	99
8.4.3	Verifica di capacità portante .....	100
8.4.4	Verifiche dei cedimenti .....	109
8.5	Verifiche di rigidità.....	111
9	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI.....	113

## 1 INQUADRAMENTO GENERALE

La presente relazione riguarda il dimensionamento dell'edificio impianti posto all'uscita della galleria sul lato Umbria, previsto nell'ambito dei lavori inerenti il progetto esecutivo di "adeguamento a due corsie della Galleria della Guinza (Lotto 2°) e del Tratto Guinza - Mercatello Ovest (Lotto 3°)". L'intervento è localizzato tra le Regioni Umbria e Marche, nei Comuni di San Giustino (PG) e Mercatello sul Metauro (PU). Più dettagliatamente, il 2° Lotto comprende la Galleria della Guinza, mentre il 3° Lotto comprende tutte le opere dall'uscita della Guinza sul lato marchigiano, fino al termine dell'intervento.

Nel seguito vengono descritte le caratteristiche generali dell'opera e vengono esposte le modalità di calcolo, i risultati delle analisi e le verifiche degli elementi strutturali.

### 1.1 Descrizione dell'opera

L'edificio si sviluppa su un solo piano per un'altezza di circa 4.14 m, con dimensioni in pianta di 8.12x15.62 m. La struttura portante è a telaio in c.a. con pilastri di sezione 40x40 cm e travi 40x50 cm.

Il solaio di copertura è realizzato in laterocemento, ed è dotato di soletta collaborante avente spessore di 5 cm, per un'altezza complessiva pari a 25 cm.

Per le tamponature esterne e le tramezzature si utilizzano blocchi forati in calcestruzzo.

Le fondazioni sono costituite da una platea di spessore di 30 cm.

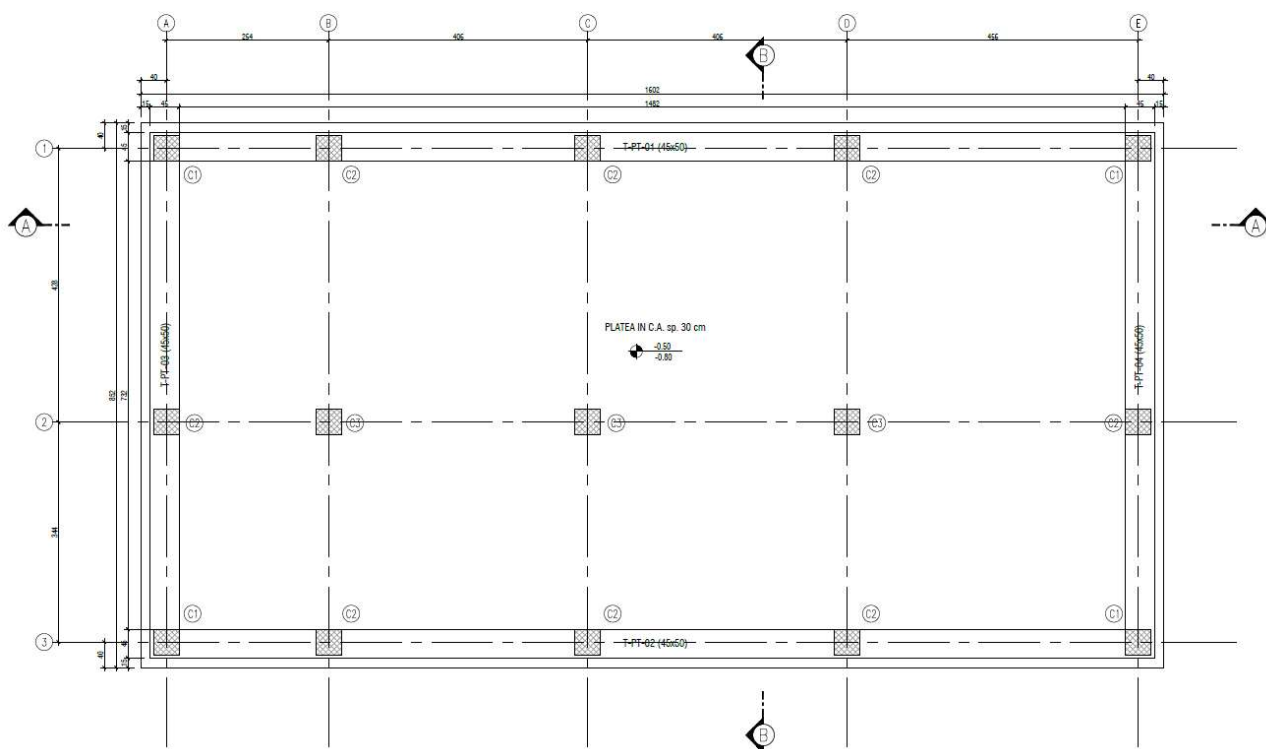
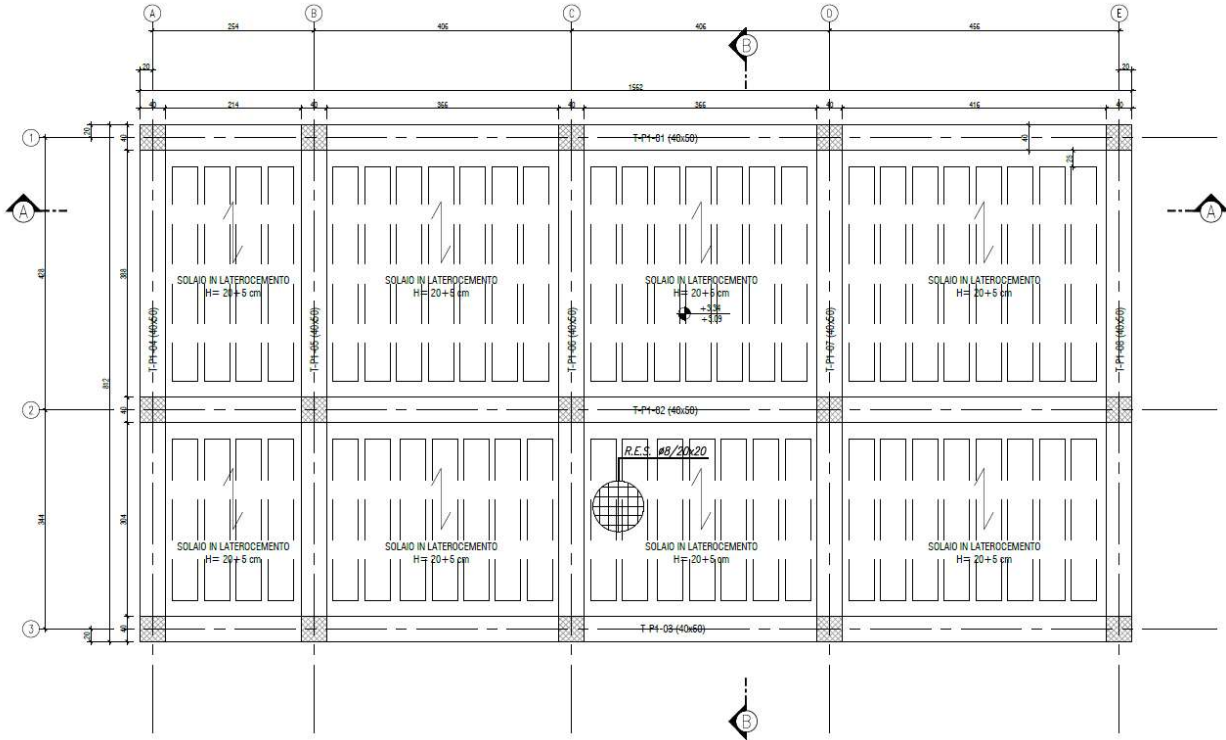
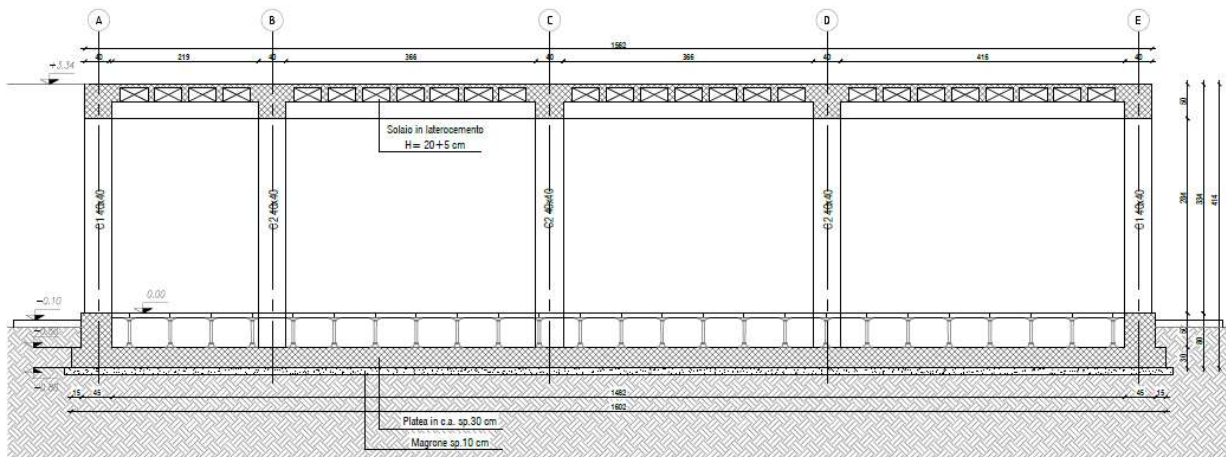


Figura 1: Pianta fondazioni

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

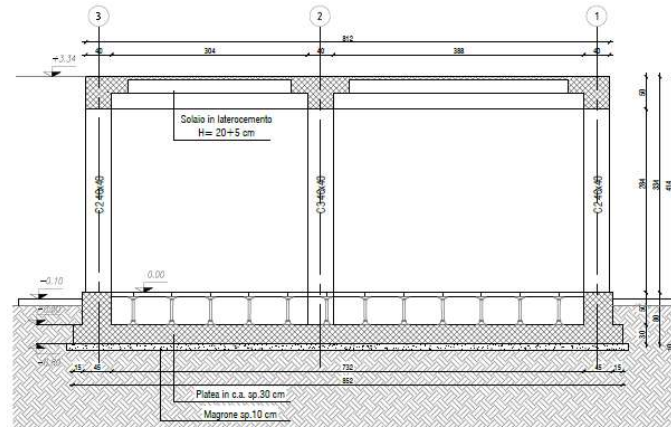


**Figura 2: Pianta copertura**



**Figura 3: Sezione AA**

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**



**Figura 4: Sezione BB**



## 2 NORME DI RIFERIMENTO

I seguenti codici sono presi a riferimento per la progettazione. La normativa di riferimento è il D.M. 17/01/2018; quando quest'ultima non sia sufficientemente esaustiva si fa riferimento agli Eurocodici, norme CNR e norme UNI / UNI-ISO / UNI-EN / UNI-EN-ISO.

### 2.1 Normativa nazionale cogente

- [1] Legge 5 novembre 1971, N. 1086 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- [2] D.M. 17/01/2018 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC)
- [3] C.M. 21/01/2019 n.7 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018
- [4] D.Lgs. 30/04/92, n. 285 e s.m.i. - "Nuovo Codice della Strada"
- [5] D.P.R.16/12/92 n.495 e s.m.i. "Regolamento di esecuzione e di attuazione del Codice della Strada"

### 2.2 Eurocodici

(Con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali, la lista che segue è indicativa e non esaustiva dei codici eventualmente utilizzati nel seguito)

#### **Eurocodice** – Criteri generali di progettazione strutturale

- [1] UNI EN 1990:2006

#### **Eurocodice 1** – Azioni sulle strutture

- [2] UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
- [3] UNI EN 1991-1-4:2010 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
- [4] UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- [5] UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione
- [6] UNI EN 1991-1-7:2014 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
- [7] UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
- [8] UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

#### **Eurocodice 2** – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

- [9] UNI EN 1992-1-1:2015 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [10] UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
- [11] UNI EN 1992-4:2018 Parte 4: Progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo

#### **Eurocodice 3** – Progettazione delle strutture in acciaio

- [12] UNI EN 1993-1-1:2014 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [13] UNI EN 1993-1-5:2019 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- [14] UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- [15] UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica

[16] UNI EN 1993-1-10:2005 Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore

[17] UNI EN 1993-1-11:2007 Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi

[18] UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio

**Eurocodice 4** – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo

[19] UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

[20] UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

**Eurocodice 7** – Progettazione geotecnica

[21] UNI EN 1997-1:2013 Parte 1: Regole generali

[22] UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

**Eurocodice 8** – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

[23] UNI EN 1998-1:2013 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

[24] UNI EN 1998-2:2011 Parte 2: Ponti

[25] UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

## 2.3 Norme EN, UNI, ISO

### Calcestruzzo:

[1] EN 206:2016 “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

[2] UNI 11104:2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206

### Acciaio per strutture metalliche e strutture composte:

[3] EN 10025-1:2004

[4] EN 10025-2:2019

[5] EN 10025-3:2019

[6] EN 10025-4:2019

[7] EN 10025-5:2019

[8] EN 10025-6:2019

[9] EN 10210-1

[10] EN 10219-1

### Bulloni e chiodi:

[11] EN 15048

[12] EN 14399

[13] EN 10263

### Saldature:

[14] EN ISO 4063:2011

[15] EN 1011

[16] EN ISO 9692

## 2.4 Norme CNR

Per eventuali ulteriori riferimenti si sono considerate anche le Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.):

- [1] CNR-DT 207 R1/2018 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
- [2] CNR-UNI 10011/97 Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;
- [3] CNR-UNI 10016/98 Travi composte acciaio-calcestruzzo: istruzioni per il calcolo e l'esecuzione;
- [4] CNR-UNI 10030/87 Anime irrigidite di travi in parete piena

### 3 VITA NOMINALE E CLASSI D'USO

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

L'effettiva durata della costruzione non è valutabile in sede progettuale, venendo a dipendere da eventi futuri fuori dal controllo del progettista. Di fatto, la grande maggioranza delle costruzioni ha avuto ed ha, anche attraverso successivi interventi di ripristino manutentivo, una durata effettiva molto maggiore della vita nominale quantificata nelle NTC.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella indicata nella Tab. 2.4.I del D.M.18 di seguito riportata.

**Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere**

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

#### Vita nominale $V_N$ per diversi tipi di opere

Con riferimento alla tabella precedente si evidenzia che, ai sensi e per gli effetti del Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003 il carattere strategico di un'opera o la sua rilevanza per le conseguenze di un eventuale collasso, sono definiti dalla 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, come definite nel D.M. 18.

<b>Classe I:</b> Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<b>Classe II:</b> 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.
<b>Classe III:</b> 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.
<b>Classe IV:</b> 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.

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  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Tale valore riveste notevole importanza in quanto, assumendo che la legge di ricorrenza dell'azione sismica sia un processo Poissoniano, è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento  $P_{VR}$  corrispondente allo stato limite considerato (Tabella 3.2.1 della NTC), il periodo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica.

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

**Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$**

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

**Valori del coefficiente d'uso**

Nello specifico si considera quanto segue:

► **VITA NOMINALE DI PROGETTO (TAB. 2.4.I §2.4.1 NTC 2018)**

Tipo di costruzione

Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

Valore minimo vita nominale di progetto  $V_N$  (anni)

50

► **CLASSI D'USO (§2.4.2 NTC 2018)**

Classe d'uso dell'opera

Classe IV

Descrizione:

*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 DM 5/11/2001, 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.*

► **PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA (TAB. 2.4.II §2.4.3 NTC 2018)**

Classe d'uso dell'opera

Classe IV

Coefficiente d'uso  $C_U$

2

Periodo di riferimento  $V_R$  (anni)

100

#### 4 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

I codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo di seguito presentati sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle proprie caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d'uso frequente in studio.

La progettazione generale si avvale inoltre di calcoli basati su fogli elettronici implementati e verificati dallo scrivente e validati, quando opportuno, mediante l'ausilio dei codici di calcolo più complessi cui sopra accennato.

I calcoli presentati in relazione sono stati sviluppati con modelli di calcolo, realizzati con l'ausilio di fogli di calcolo in Microsoft Excel e con il software di calcolo agli elementi finiti MidasGEN, di cui si allega la licenza d'uso:



## 5 MATERIALI

Si riportano nel seguito le principali caratteristiche dei materiali utilizzati.

### 5.1 Calcestruzzo per opere in elevazione

#### Caratteristiche del calcestruzzo (§3.1 EN 1992-1-1:2005, §11.2.10 NTC 2018)

Classe di resistenza		C30/37	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} =$	37	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} =$	30	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	17.00	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione media	$f_{cm} =$	38	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2.03	MPa
Resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} =$	1.35	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2.90	MPa
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctfm} =$	3.48	MPa
Modulo elastico medio	$E_{cm} =$	32837	N/mm <sup>2</sup>
Peso specifico	$w =$	25	kN/m <sup>3</sup>

#### Classe di resistenza minima raccomandata (Prospetto 4.3N EN 1992-1-1:2005)

##### **Corrosione indotta da carbonatazione**

Classe di esposizione (prospetto 4.1 EN 1992-1-1:2005)	XC4
Classe di resistenza minima	C30/37
Rapporto massimo a/c	0.5
Contenuto minimo di cemento (kg/m <sup>3</sup> )	300
Contenuto minimo di aria (%)	-
Altri requisiti	-

### 5.2 Calcestruzzo per opere in fondazione

#### Caratteristiche del calcestruzzo (§3.1 EN 1992-1-1:2005, §11.2.10 NTC 2018)

Classe di resistenza		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} =$	30	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} =$	25	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	14.17	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione media	$f_{cm} =$	33	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1.80	MPa
Resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} =$	1.20	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2.56	MPa
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctfm} =$	3.08	MPa
Modulo elastico medio	$E_{cm} =$	31476	N/mm <sup>2</sup>
Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02			10

Peso specifico w = 25 kN/m<sup>3</sup>

**Classe di resistenza minima raccomandata (Prospetto 4.3N EN 1992-1-1:2005)**

**Corrosione indotta da carbonatazione**

Classe di esposizione (prospetto 4.1 EN 1992-1-1:2005)	XC2
Classe di resistenza minima	C25/30
Rapporto massimo a/c	0.6
Contenuto minimo di cemento (kg/m <sup>3</sup> )	280
Contenuto minimo di aria (%)	-
Altri requisiti	-

### 5.3 Acciaio per calcestruzzo ordinario

**Barre ad aderenza migliorata B450C**

Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} =$	540	MPa
Resistenza caratteristica allo snervamento	$f_{yk} =$	450	MPa
Modulo elastico	$E_s =$	210000	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza allo snervamento di progetto	$f_{yd} =$	391.30	MPa

### 5.4 Copriferro per opere in elevazione

- Tipologia acciaio per c.a. : B450C
- Classe di esposizione: XC4
- Vita utile di progetto  $V_N$ : 50 anni
- Classe calcestruzzo: C30/37
- Diametro barra pilastri  $\Phi = 26$  mm
- Diametro barra travi  $\Phi = 20$  mm
- Diametro massimo aggregato  $\Phi_{aggr} = 20$  mm
- Margine di sicurezza  $\Delta C_{dur,y} = 0$  mm
- Riduzione copriferro (acciai inossidabili)  $\Delta C_{dur,st} = 0$  mm
- Riduzione copriferro protezioni aggiuntive  $\Delta C_{dur,add} = 0$  mm
- Margine di progetto per gli scostamenti  $\Delta C_{dev} = 10$  mm
- Classe strutturale: S4
- Copriferro minimo  $c_{min} = 30$  mm
- Copriferro nominale  $c_{nom} = 40$  mm

Viene pertanto adottato un copriferro nominale di 40 mm ed una distanza dal profilo esterno del calcestruzzo al centro della barra di armatura trasversale pari a 60 mm.

### 5.5 Copriferro per opere in fondazione

- Tipologia acciaio per c.a. : B450C
- Classe di esposizione: XC3
- Vita utile di progetto  $V_N$ : 50 anni
- Classe calcestruzzo: C25/30
- Diametro barra  $\Phi = 14$  mm



- Diametro massimo aggregato  $\Phi_{aggr} = 20 \text{ mm}$
- Margine di sicurezza  $\Delta C_{dur,y} = 0 \text{ mm}$
- Riduzione copriferro (acciai inossidabili)  $\Delta C_{dur,st} = 0 \text{ mm}$
- Riduzione copriferro protezioni aggiuntive  $\Delta C_{dur,add} = 0 \text{ mm}$
- Margine di progetto per gli scostamenti  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$
- Classe strutturale: S4
- Copriferro minimo  $C_{min} = 25 \text{ mm}$
- Copriferro nominale  $C_{nom} = 35 \text{ mm}$

Si adotta per le opere in fondazione un copriferro di di 47 mm in direzione x e 61 mm in direzione y, maggiore di quello minimo derivante dal calcolo secondo normativa.

## 6 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi agenti è condotta sulla base delle prescrizioni di norma (D.M. 17/01/2018) e dell'effettiva geometria e destinazione d'uso dell'opera oggetto della presente relazione.

### 6.1 Pesì propri strutturali ( $g_1$ )

#### 6.1.1 Travi e pilastri

Il peso proprio degli elementi strutturali in c.a. è computato automaticamente dal software di calcolo considerando per il calcestruzzo armato un peso specifico pari a  $\gamma=25.0$  kN/m<sup>3</sup>.

#### 6.1.2 Solaio di copertura

##### ► SOLAIO DI COPERTURA

Tipologia solaio	Bausta		
	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ] [kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Altezza travetti	0.2	25	0.6
Spessore travetti	0.12		
Altezza alleggerimenti	0.2	5	0.38
Larghezza alleggerimenti	0.38		
Larghezza totale	0.5		
Altezza cappa	0.05	25	0.625
<b>Pesi permanenti strutturali <math>G_1</math></b>			<b>3.21</b>

### 6.2 Carichi permanenti non strutturali ( $g_2$ )

#### 6.2.1 Solaio di copertura

##### ► SOLAIO DI COPERTURA

Isolamento / guaine / barriera al vapore	0.01	0.1	0.001
Massetto distribuzione	0.1	20	2
Tramezze			0
Impianti			0.5
<b>Pesi permanenti non strutturali <math>G_2</math></b>			<b>2.50</b>

#### 6.2.2 Tamponature

Si utilizzano pareti in blocchi forati di calcestruzzo, spessore 25 cm.

$$g_2 = 1.36 \text{ kN/m}^2$$

$$H = 2.84 \text{ m}$$

$$G_2 = 3.96 \text{ kN/m}$$

### 6.3 Sovraccarico accidentale

► **Sovraccarichi accidentali (Tab. 3.1.II NTC 2018)**

Categoria	Ambienti	$q_k$ kN / m <sup>2</sup>	$Q_k$ kN	$H_k$ kN / m
H-I-K	Coperture Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0.5	1.2	1

### 6.4 Carico neve ( $q_s$ )

► **AZIONI DELLA NEVE (§3.4 NTC 2018)**

**Valore di riferimento del carico della neve al suolo (§3.4.2 NTC 2018)**

Altitudine di riferimento $a_s$ (m)	580
Provincia	Pesaro e Urbino
Zona	Zona I - Mediterranea
Valore di riferimento del carico della neve al suolo $q_{sk}$ (kN/m <sup>2</sup> )	2.60

**Coefficiente di esposizione (§3.4.4 NTC 2018)**

Topografia Normale

Descrizione:

*Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi*

Coefficiente di esposizione  $C_E$  1

**Coefficiente termico (§3.4.5 NTC 2018)**

Coefficiente termico  $C_t$  1

► **COPERTURA AD UNA FALDA (§3.4.3.2 NTC 2018)**

**Coefficiente di forma delle coperture (coperture ad una o due falde) (§3.4.3 NTC 2018)**

Angolo di inclinazione della copertura  $\alpha$  (°) 0

Coefficiente di forma  $\mu_1$  (tab. 3.4.II) 0.8

**Carico della neve sulle coperture (§3.4.1 NTC 2018)**

Carico provocato dalla neve sulle coperture  $q_s$  (kN/m<sup>2</sup>) 2.08

## 6.5 Azioni del vento

### ► AZIONI DEL VENTO (§3.3 NTC 2018)

#### Velocità base di riferimento (§3.3.1 NTC 2018)

Regione in cui sorge la costruzione	Marche
Altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione $a_s$ (m)	580
Velocità base di riferimento al livello del mare $V_{b,0}$ (m/s)	27
Parametro $a_0$ (Tab. 3.3.I)	500
Parametro $k_s$ (Tab. 3.3.I)	0.37
Zona (Tab. 3.3.I)	3
Coefficiente di altitudine $c_a$	1.06

#### Velocità di riferimento (§3.3.2 NTC 2018)

Periodo di ritorno di progetto $T_R$ (anni)	50
Velocità base di riferimento $V_{b,0}$ (m/s)	27
Coefficiente di ritorno $c_r$	1.00
Velocità di riferimento $V_r$ (m/s)	28.51

#### Pressione cinetica di riferimento (§3.3.6 NTC 2018)

Velocità di riferimento del vento $V_r$ (m/s)	28.51
Densità dell'aria $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	1.25
Pressione cinetica di riferimento $q_r$ (N/m <sup>2</sup> )	508.31

#### Coefficiente di esposizione (§3.3.7 NTC 2018)

Distanza dalla costa (km)	50
Altezza sul suolo del punto considerato $z$ (m)	4
Classe di rugosità del terreno	D
Descrizione:	

*a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa); c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)*

Categoria di esposizione del sito	III
Coefficiente $K_r$	0.2
Coefficiente $z_0$ (m)	0.1
Coefficiente $z_{min}$ (m)	5
Coefficiente di topografia $c_t$	1
Coefficiente di esposizione $c_e$	1.71

#### Coefficiente dinamico (§3.3.9 NTC 2018)

Coefficiente dinamico $c_d$	1
<b><u>Coefficiente aerodinamico (§3.3.8 NTC 2018)</u></b>	
Coefficiente di pressione faccia sopravento $c_p^+$	0.8
Coefficiente di pressione faccia sottovento $c_p^-$	0.4
<b><u>Pressione del vento (§3.3.4 NTC 2018)</u></b>	
Pressione del vento faccia sopravento $p^+$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.534
Pressione del vento faccia sottovento $p^-$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.267

## 6.6 Azione sismica

L'azione sismica è definita dagli spettri di risposta elastici in accelerazioni orizzontali, definiti in base al §3.2.3.2.2 delle NTC18. In particolare lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T \leq T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T} \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}
 \end{aligned}$$

nelle quali  $T$  e  $S_e$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

Inoltre:

- $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima al sito su suolo rigido, determinata in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ ;
- $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente  $S = S_S \cdot S_T$ , essendo  $S_S$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vd. *Tabella 3.2.V*) e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica (vd. *Tab. 3.2.V*);
- $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione  $\eta = 10/(5 + \xi) \geq 0.55$ , dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- $F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2;
- $T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da  $T_C = C_C \cdot T_C^*$  dove  $T_C^*$  è definito al §3.2 e  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vd. *Tabella 3.2.IV*);
- $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,  $T_B = T_C/3$ ;
- $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:  $T_D = 4.0 \cdot (a_g/g) + 1.6$ .

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

**Espressioni di  $S_s$  e  $C_c$**

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

**Valori del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$**

La categoria di sottosuolo è la B.

**Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche (§3.2.2 NTC 2018)**

**Categorie di sottosuolo**

Categoria di sottosuolo

B

Caratteristiche della superficie topografica

*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.*

**Condizioni topografiche**

Categoria topografica

Caratteristiche della superficie topografica

T2

*Pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$*

**6.6.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita**

**► AZIONE SISMICA (§3.2 NTC 2018)**

Fattore di comportamento q

1.5

**Stati Limite e relative Probabilità di Superamento (§3.2.1 NTC 2018)**

Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02

17

Stato Limite	SLV
Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $P_{VR}$ (%)	10
Periodo di ritorno del sisma $T_R$ (anni)	949.12

► **SPETTRO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI**

**Valutazione dell'azione sismica (§3.2.3 NTC 2018)**

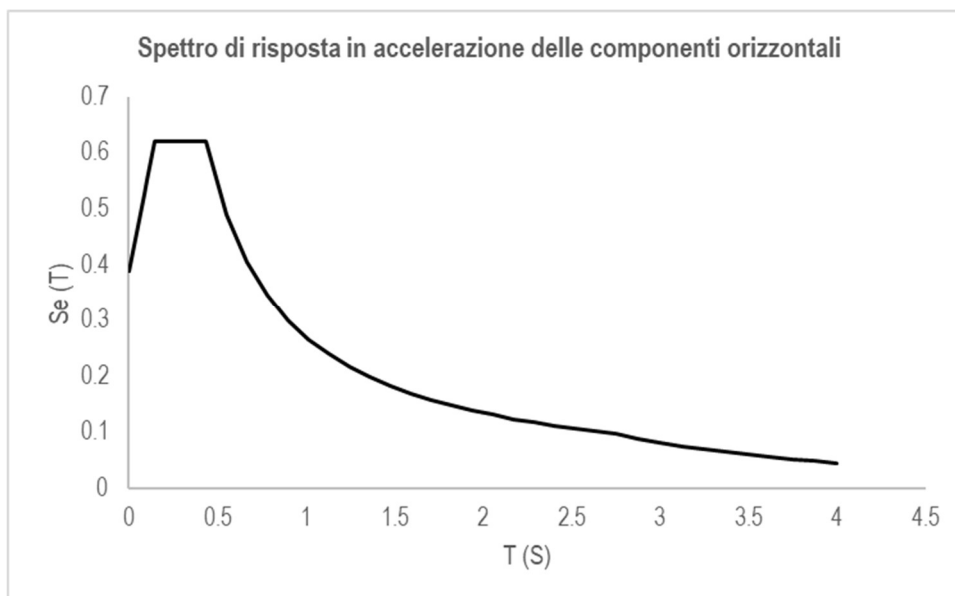
Stato Limite	SLV
Accelerazione orizzontale massima al sito $a_g$ (g)	0.288
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale $F_0$	2.398
Valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale $T_c^*$ (s)	0.314
Peak Ground Acceleration $PGA_b$ (g)	0.388

**Amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.IV NTC 2018)**

Categoria di sottosuolo	B
Coefficiente stratigrafico $S_s$	1.12
Coefficiente $C_c$	1.39

**Amplificazione topografica (Tab. 3.2.V NTC 2018)**

Categoria topografica	T2
Ubicazione dell'opera o dell'intervento	In corrispondenza della sommità del pendio
Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$	1.2
Coefficiente $S$	1.349
Coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale $\xi$ (%)	5
Fattore $\eta$	0.67
Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante $T_B$ (s)	0.145
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_c$ (s)	0.435
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro $T_b$ (s)	2.752



### 6.6.2 Stato Limite di Operatività

#### ► AZIONE SISMICA (§3.2 NTC 2018)

Fattore di comportamento  $q$  1

#### Stati Limite e relative Probabilità di Superamento (§3.2.1 NTC 2018)

Stato Limite SLO  
 Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  (%) 81  
 Periodo di ritorno del sisma  $T_R$  (anni) 60.21

#### ► SPETTRO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI

##### Valutazione dell'azione sismica (§3.2.3 NTC 2018)

Stato Limite SLO  
 Accelerazione orizzontale massima al sito  $a_g$  (g) 0.098  
 Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale  $F_0$  2.347  
 Valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale  $T_c^*$  (s) 0.274  
 Peak Ground Acceleration  $PGA_D$  (g) 0.141

##### **Amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.IV NTC 2018)**

Categoria di sottosuolo B  
 Coefficiente stratigrafico  $S_s$  1.20  
 Coefficiente  $C_c$  1.43

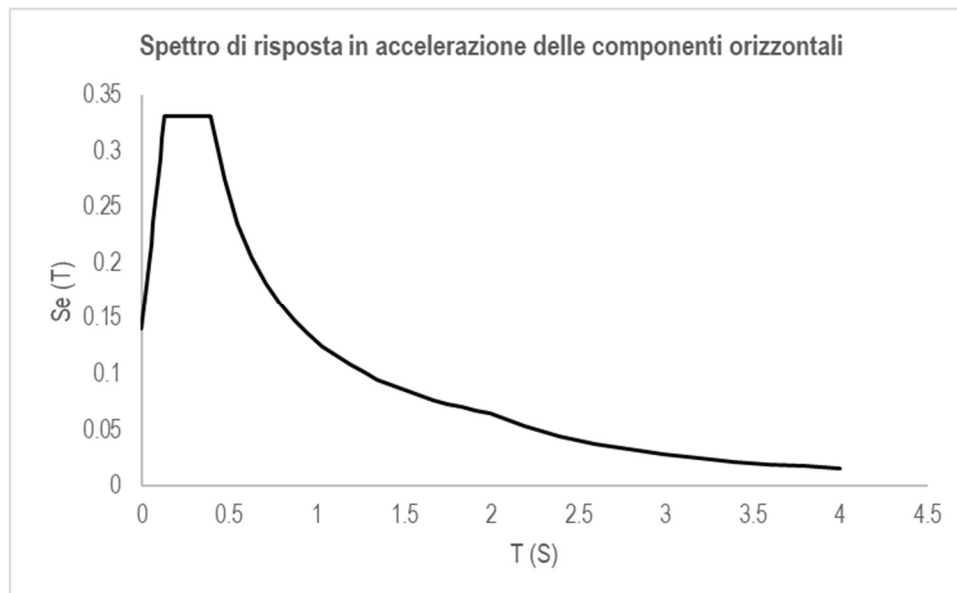
##### **Amplificazione topografica (Tab. 3.2.V NTC 2018)**

Categoria topografica T2

Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02 19



Ubicazione dell'opera o dell'intervento	In corrispondenza della sommità del pendio
Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$	1.2
Coefficiente <b>S</b>	1.440
Coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale $\xi$ (%)	5
Fattore $\eta$	1.00
Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante $T_B$ (s)	0.130
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_c$ (s)	0.390
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro $T_D$ (s)	1.992



## 6.7 Combinazioni di carico

### 6.7.1 Combinazioni SLU

Allo Stato Limite Ultimo la combinazione di riferimento è quella Fondamentale:

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

- $G_1$  valore caratt. delle azioni da peso proprio;
- $G_2$  valore caratt. delle azioni da carichi permanenti portati;
- $Q_{k1}$  valore caratt. dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

$Q_{ki}$	valore caratt. delle azioni variabili tra loro indipendenti;
P	valore caratt. delle deformazioni impresse;
$\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$	coefficienti parziali per le azioni;
$\psi_{0i}$	coefficienti di comb. per le verifiche allo stato limite ultimo.

### 6.7.2 Combinazioni SLE

Agli Stati limite di Esercizio si considerano invece le seguenti:

- Combinazione caratteristica (rara)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

### 6.7.3 Combinazioni Sismiche

Agli Stati Limite di Operatività, Danno, Salvaguardia della Vita e Collasso i valori delle azioni vengono combinati secondo la combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

### 6.7.4 Combinazioni considerate

Per il caso in esame si utilizzano le combinazioni seguenti:

			$g_1$	$g_2$	$q_k$	$q_n$	SLV X (RS)	SLV Y (RS)	SLO X (RS)	SLO Y (RS)	SLV X (ES)	SLV Y (ES)	SLO X (ES)	SLO Y (ES)
cLCB1	Strength/Stress	Add	1.3	1.3	1.5									
cLCB2	Strength/Stress	Add	1.3	1.3	1.5	0.75								
cLCB3	Strength/Stress	Add	1.3	1.3		1.5								
cLCB4	Strength/Stress	Add	1	1			1	0.3			1	0.3		
cLCB5	Strength/Stress	Add	1	1			1	0.3			-1	-0.3		
cLCB6	Strength/Stress	Add	1	1			1	-0.3			1	-0.3		
cLCB7	Strength/Stress	Add	1	1			1	-0.3			-1	0.3		
cLCB8	Strength/Stress	Add	1	1			0.3	1			0.3	1		
cLCB9	Strength/Stress	Add	1	1			0.3	1			-0.3	-1		
cLCB10	Strength/Stress	Add	1	1			-0.3	1			-0.3	1		
cLCB11	Strength/Stress	Add	1	1			-0.3	1			0.3	-1		
cLCB12	Strength/Stress	Add	1	1					1	0.3			1	0.3

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

cLCB13	Strength/Stress	Add	1	1		1	0.3		-1	-0.3
cLCB14	Strength/Stress	Add	1	1		1	-0.3		1	-0.3
cLCB15	Strength/Stress	Add	1	1		1	-0.3		-1	0.3
cLCB16	Strength/Stress	Add	1	1		0.3	1		0.3	1
cLCB17	Strength/Stress	Add	1	1		0.3	1		-0.3	-1
cLCB18	Strength/Stress	Add	1	1		-0.3	1		-0.3	1
cLCB19	Strength/Stress	Add	1	1		-0.3	1		0.3	-1
cLCB20	Strength/Stress	Add	1	1	1	0.3		1	-0.3	
cLCB21	Strength/Stress	Add	1	1	1	0.3		-1	0.3	
cLCB22	Strength/Stress	Add	1	1	1	-0.3		1	0.3	
cLCB23	Strength/Stress	Add	1	1	1	-0.3		-1	-0.3	
cLCB24	Strength/Stress	Add	1	1	0.3	1		-0.3	1	
cLCB25	Strength/Stress	Add	1	1	0.3	1		0.3	-1	
cLCB26	Strength/Stress	Add	1	1	-0.3	1		0.3	1	
cLCB27	Strength/Stress	Add	1	1	-0.3	1		-0.3	-1	
cLCB28	Strength/Stress	Add	1	1		1	0.3		1	-0.3
cLCB29	Strength/Stress	Add	1	1		1	0.3		-1	0.3
cLCB30	Strength/Stress	Add	1	1		1	-0.3		1	0.3
cLCB31	Strength/Stress	Add	1	1		1	-0.3		-1	-0.3
cLCB32	Strength/Stress	Add	1	1		0.3	1		-0.3	1
cLCB33	Strength/Stress	Add	1	1		0.3	1		0.3	-1
cLCB34	Strength/Stress	Add	1	1		-0.3	1		0.3	1
cLCB35	Strength/Stress	Add	1	1		-0.3	1		-0.3	-1
cLCB36	Strength/Stress	Add	1	1	-1	-0.3		-1	-0.3	
cLCB37	Strength/Stress	Add	1	1	-1	-0.3		1	0.3	
cLCB38	Strength/Stress	Add	1	1	-1	0.3		-1	0.3	
cLCB39	Strength/Stress	Add	1	1	-1	0.3		1	-0.3	
cLCB40	Strength/Stress	Add	1	1	-0.3	-1		-0.3	-1	
cLCB41	Strength/Stress	Add	1	1	-0.3	-1		0.3	1	
cLCB42	Strength/Stress	Add	1	1	0.3	-1		0.3	-1	
cLCB43	Strength/Stress	Add	1	1	0.3	-1		-0.3	1	
cLCB44	Strength/Stress	Add	1	1		-1	-0.3		-1	-0.3
cLCB45	Strength/Stress	Add	1	1		-1	-0.3		1	0.3
cLCB46	Strength/Stress	Add	1	1		-1	0.3		-1	0.3
cLCB47	Strength/Stress	Add	1	1		-1	0.3		1	-0.3
cLCB48	Strength/Stress	Add	1	1		-0.3	-1		-0.3	-1
cLCB49	Strength/Stress	Add	1	1		-0.3	-1		0.3	1
cLCB50	Strength/Stress	Add	1	1		0.3	-1		0.3	-1
cLCB51	Strength/Stress	Add	1	1		0.3	-1		-0.3	1
cLCB52	Strength/Stress	Add	1	1	-1	-0.3		-1	0.3	
cLCB53	Strength/Stress	Add	1	1	-1	-0.3		1	-0.3	
cLCB54	Strength/Stress	Add	1	1	-1	0.3		-1	-0.3	
cLCB55	Strength/Stress	Add	1	1	-1	0.3		1	0.3	
cLCB56	Strength/Stress	Add	1	1	-0.3	-1		0.3	-1	
cLCB57	Strength/Stress	Add	1	1	-0.3	-1		-0.3	1	
cLCB58	Strength/Stress	Add	1	1	0.3	-1		-0.3	-1	
cLCB59	Strength/Stress	Add	1	1	0.3	-1		0.3	1	
cLCB60	Strength/Stress	Add	1	1		-1	-0.3		-1	0.3
cLCB61	Strength/Stress	Add	1	1		-1	-0.3		1	-0.3

**PROGETTO ESECUTIVO**

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

cLCB62	Strength/Stress	Add	1	1			-1	0.3		-1	-0.3
cLCB63	Strength/Stress	Add	1	1			-1	0.3		1	0.3
cLCB64	Strength/Stress	Add	1	1			-0.3	-1		0.3	-1
cLCB65	Strength/Stress	Add	1	1			-0.3	-1		-0.3	1
cLCB66	Strength/Stress	Add	1	1			0.3	-1		-0.3	-1
cLCB67	Strength/Stress	Add	1	1			0.3	-1		0.3	1
cLCB68	Serviceability	Add	1	1	1						
cLCB69	Serviceability	Add	1	1	1	0.5					
cLCB70	Serviceability	Add	1	1		1					
cLCB71	Serviceability	Add	1	1							
cLCB72	Serviceability	Add	1	1		0.2					
cLCB73	Serviceability	Add	1	1							

## 7 MODELLO DI CALCOLO ED ANALISI DEI RISULTATI

### 7.1 Criteri di modellazione e analisi di riferimento

Le travi e i pilastri sono stati schematizzati come elementi "Beam"; i solai di piano, qualora classificabili come infinitamente rigidi, vengono modellati come "Rigid Link" ed elementi area privi di rigidità per la ripartizione del carico sulle travi. Si utilizzano invece elementi "Plates" per eventuali platee, piastre e/o muri tozzi; le pareti "snelle", secondo la definizione normativa, vengono modellate attraverso "Beam". Il terreno è schematizzato secondo il modello di Winkler con  $k_x = 400 \text{ kN/m}^3$ ,  $k_y = 400 \text{ kN/m}^3$ ,  $k_z = 4000 \text{ kN/m}^3$ .

I modelli di calcolo sono stati realizzati in ottemperanza ai seguenti punti delle NTC 2018:

- Il modello della struttura è tridimensionale a rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza. Gli elementi strutturali considerati "secondari" e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), sono stati rappresentati in termini di massa. Gli orizzontamenti sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano quando presente una soletta o una cappa di spessore pari o superiore a 4 cm.
- La rigidità degli elementi strutturali è stata rappresentata con modelli lineari. Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa si è attribuita una eccentricità accidentale (0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica) rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo.
- Si è eseguita un'analisi lineare, dopo aver verificato che le non linearità geometriche possono essere trascurate ( $\theta < 0.1$ ) (vedi verifica nei tabulati di calcolo), con riferimento agli spettri di progetto ottenuti assumendo un fattore di struttura  $q$  unitario (§3.2.3.5).
- L'analisi sismica di riferimento per il progetto in esame è l'analisi modale con spettro di risposta ("Analisi dinamica lineare" §7.2.6 NTC2018), che consiste nei punti seguenti:
  - determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
  - calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
  - combinazione di tali effetti.

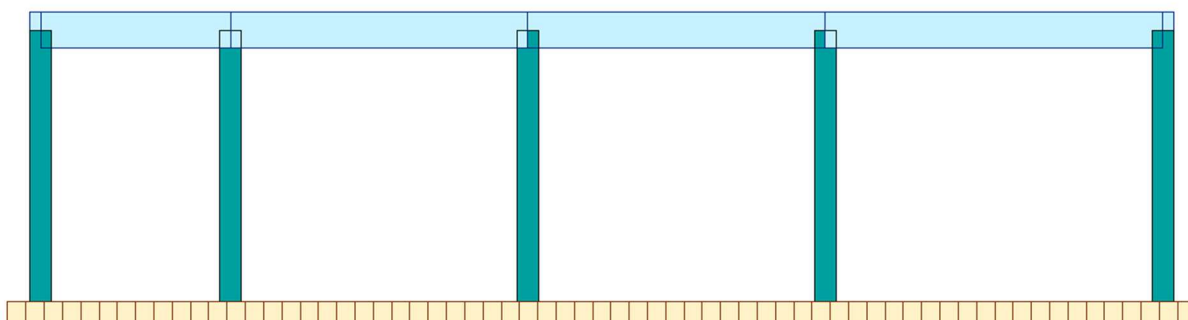
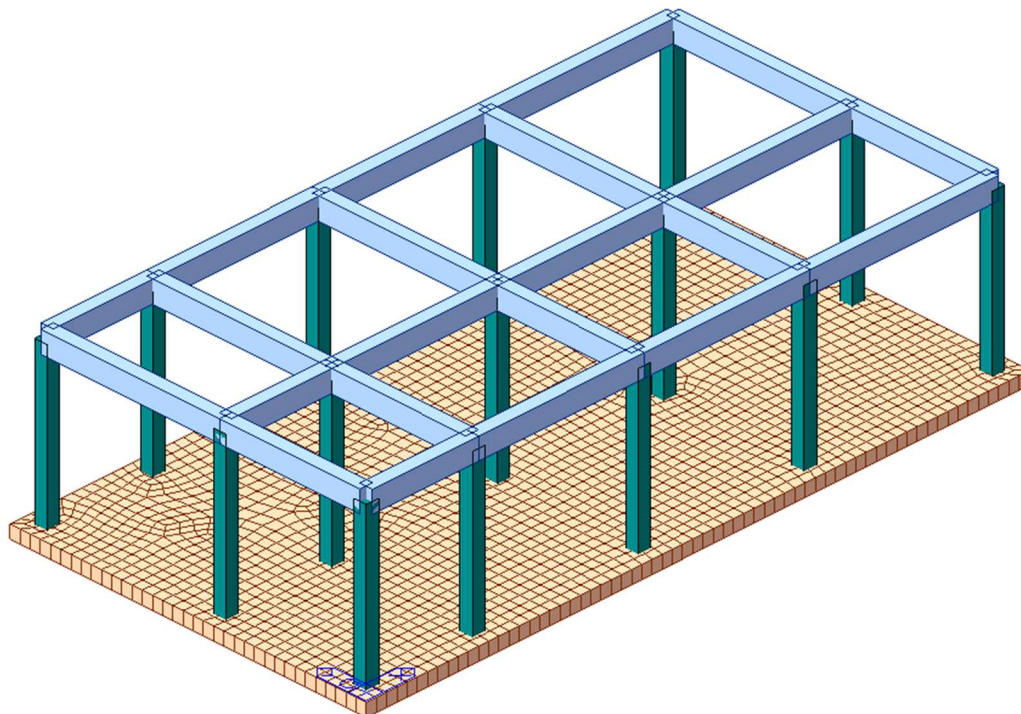
Lo zero sismico è assunto a quota estradosso fondazione. Sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante significativa, in particolare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%. Gli effetti relativi ai singoli modi vengono combinati sia attraverso il metodo SRSS che CQC, optando per i risultati più conservativi.

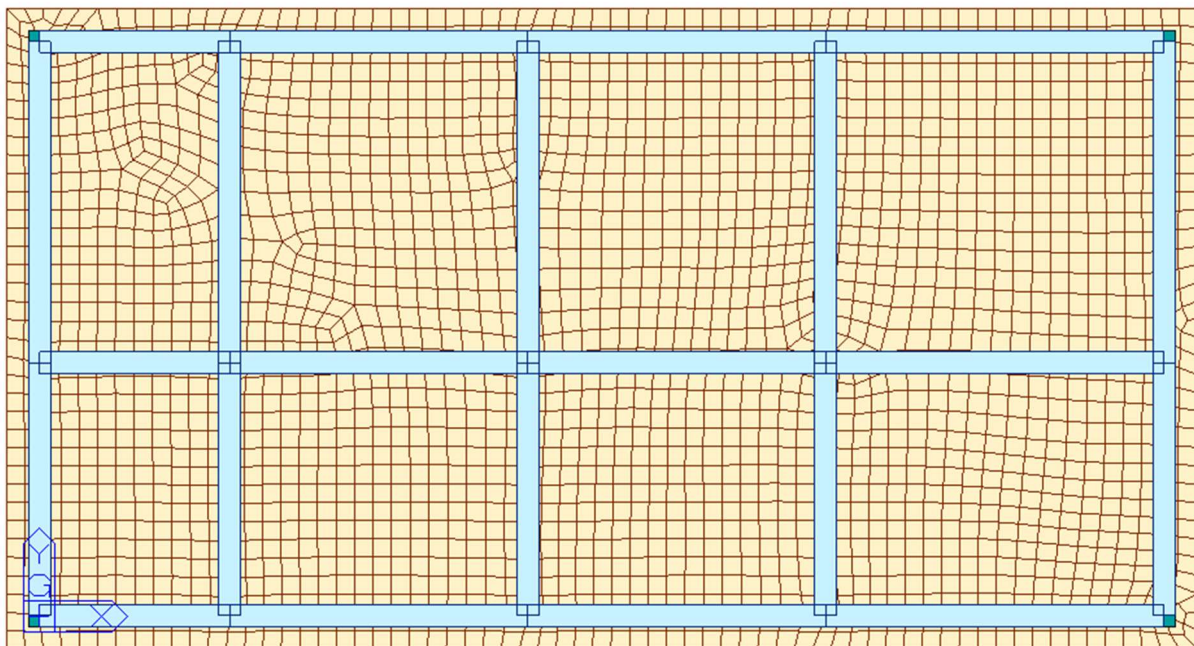
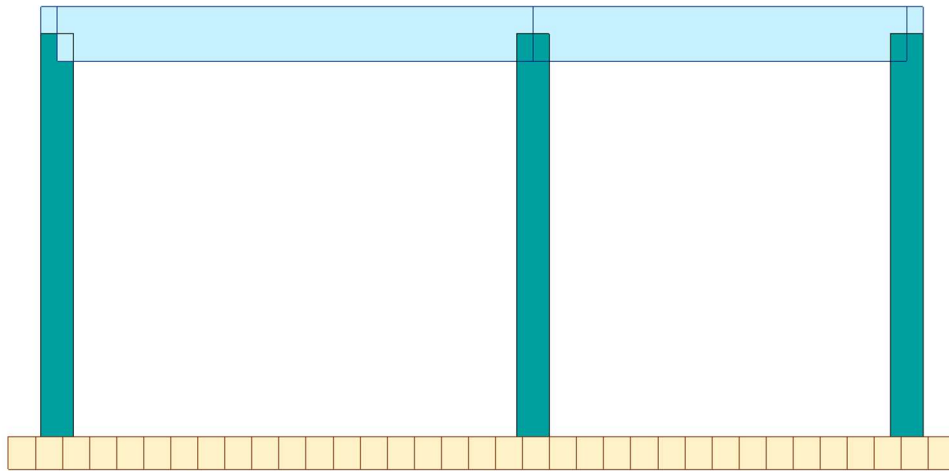
- Per l'analisi elastica globale i materiali costituenti la struttura sono considerati elastici, omogenei ed isotropi e con comportamento lineare. Per tener conto della fessurazione del calcestruzzo, la rigidità flessionale e a taglio degli elementi in condizioni dinamiche viene ridotta sino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati.

Per il caso in esame si è assunto quanto illustrato nella tabella seguente:

	No	Name	fArea	fAsy	fAsz	flxx	flyy	flzz	fWgt	Group
	1	Pilastri	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	Analisi Statica
	1	Pilastri	1.00	1.00	1.00	0.00	0.70	0.70	1.00	Analisi Sismica
	2	Travi	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	1.00	Analisi Statica
	2	Travi	1.00	1.00	1.00	0.00	0.50	0.50	1.00	Analisi Sismica

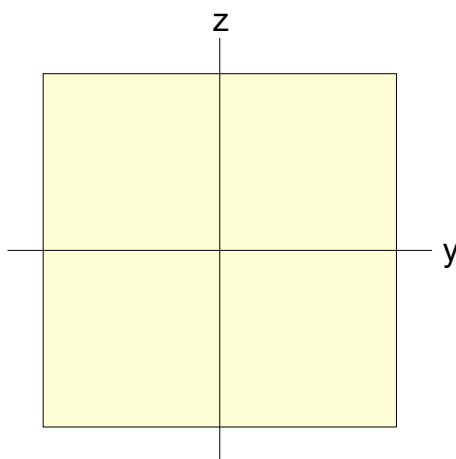
Si riportano nel seguito alcune immagini rappresentative del modello di calcolo utilizzato.





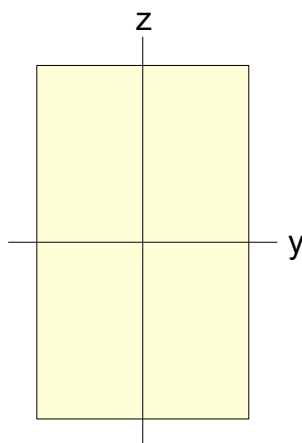
Le caratteristiche geometrico-inerziali delle sezioni degli elementi strutturali vengono riassunte nei prospetti seguenti.

- Pilastrini:



A (m <sup>2</sup> )	Asy (m <sup>2</sup> )	Asz (m <sup>2</sup> )	z (+) (m)	z (-) (m)
0.160	0.133	0.133	0.200	0.200
Ixx (m <sup>4</sup> )	Iyy (m <sup>4</sup> )	Izz (m <sup>4</sup> )	y (+) (m)	y (-) (m)
0.0036	0.00213	0.00223	0.200	0.200

- Travi:



A (m <sup>2</sup> )	Asy (m <sup>2</sup> )	Asz (m <sup>2</sup> )	z (+) (m)	z (-) (m)
0.200	0.166	0.166	0.250	0.250
Ixx (m <sup>4</sup> )	Iyy (m <sup>4</sup> )	Izz (m <sup>4</sup> )	y (+) (m)	y (-) (m)
0.005474	0.00416	0.00266	0.200	0.200



## 7.2 Criteri di verifica

Le verifiche svolte sugli elementi strutturali primari al fine di valutarne la resistenza nei confronti delle azioni di progetto precedentemente descritte sono coerenti con quanto prescritto al capitolo 4, 6 e 7 delle Norme Tecniche (D.M. 17 Gennaio 2018).

Secondo quanto riportato al §12 delle NTC, per quanto non diversamente specificato dalla Normativa si è fatto riferimento agli Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN.

Per le verifiche ci si è avvalsi dell'ausilio di fogli di calcolo Excel, implementati secondo le prescrizioni riportate nelle NTC o in alternativa negli Eurocodici, come sopra descritto, oltre che di software di calcolo di comprovata affidabilità.

Il metodo di verifica adottato è il Metodo Semiprobabilistico agli Stati limite.

### 7.2.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

#### 7.2.1.1 Verifica per sollecitazioni di presso-flessione

Come previsto dal DM 17.01.2018 al § 4.1.2.3.4.2 con riferimento alla generica sezione la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd} (N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

- $M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;
- $N_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- $M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

#### 7.2.1.2 Verifiche a taglio

Per la verifica a sollecitazione tagliante si fa riferimento al caso di *elementi senza armature resistenti a taglio*, secondo quanto previsto dal Ministero delle Infrastrutture nel D.M. 17.01.2018 al punto 4.1.2.3.5.1.

Indicato con  $V_{Ed}$  il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica controllando che risulti:

$$V_{Ed} < V_{Rd} = \max \left\{ \left( 0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt{100 \cdot \rho_\ell \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

dove:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

con l'altezza utile della sezione espressa in mm

$$v_{\min} = 0.035 \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}}$$

$$\rho_\ell = \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$$

con  $b_w$  larghezza minima della sezione espressa in mm

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

I carichi applicati alla struttura possono essere considerati come carichi distribuiti, pertanto la verifica al taglio viene condotta nella sezione dell'elemento con distanza non minore di  $d$  dal bordo dell'appoggio in accordo al §6.2.1 dell'EC2.

Qualora la verifica non andasse a buon fine è necessario ricorrere ad *elementi provvisti di armature resistenti a taglio* secondo quanto previsto al punto 4.1.2.1.3.2 del già citato D.M.

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

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \vartheta}{1 + \text{ctg}^2 \vartheta}$$

La resistenza a taglio dell'elemento strutturale è la minore delle due sopra definite:

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

Nelle precedenti espressioni, i nuovi parametri, introdotti rispetto al caso di elementi sprovvisti di armatura a taglio, assumono il seguente significato:

$\vartheta$	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento con la limitazione $1.0 \leq \text{ctg} \vartheta \leq 2.5$
$\alpha$	inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento
$A_{sw}$	area dell'armatura trasversale
$s$	interasse tra due armature trasversali consecutive
$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativi pari a:
	1 per membrature non compresse
	$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \times f_{cd}$
	1.25 per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \times f_{cd}$
	$2.5 \times (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0.5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

## 7.2.2 Verifiche agli Stati Limite di esercizio

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa (punto 4.1.2.2.5 del D.M. 17.01.2018).

- Calcestruzzo compresso:

- Combinazione rara  $\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$  per cls C32/40  $\rightarrow \sigma_c < 19.92 \text{ N/mm}^2$

- Combinazione quasi permanente  $\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$  per cls C32/40  $\rightarrow \sigma_c < 14.94 \text{ N/mm}^2$

• Acciaio teso:

- Combinazione rara  $\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$  per acciaio B450  $\rightarrow \sigma_s < 360.0 \text{ N/mm}^2$

### 7.2.2.1 Verifiche a fessurazione

#### 7.2.2.1.1 Premessa

Viene eseguita la verifica allo stato limite di apertura delle fessure con riferimento al D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (§ 4.1.2.2.4).

Prima di procedere alle verifiche a fessurazione è necessario definire delle apposite combinazioni di carico ed effettuare una valutazione relativa al grado di protezione delle armature metalliche contro la corrosione (in termini di condizioni ambientali e sensibilità delle armature stesse alla corrosione).

Si distinguono i seguenti casi:

- **Combinazioni di azioni:**
  - Frequente (indicata con FR);
  - Quasi Permanente (indicata con QP).
- **Condizioni ambientali:**
  - Ordinarie;
  - Aggressive;
  - Molto Aggressive.
- **Sensibilità delle armature alla corrosione:**
  - Sensibili (acciai da precompresso);
  - Poco sensibili (acciai ordinari).

Come criteri di scelta dello stato limite di fessurazione si fa riferimento alla tabella di seguito riportata.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi perman.	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Si considerano i seguenti valori limite di apertura delle fessure:

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

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

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

Con l'ausilio del programma di calcolo "STS Stati Limite", si procede al calcolo del valore caratteristico dell'ampiezza della fessura  $w_d$ , confrontandolo con i valori limite precedentemente definiti.

Il calcolo è condotto attraverso i seguenti passaggi:

- Valutazione della distanza media tra le fessure ( $\Delta_{sm}$ );
- Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura ( $\varepsilon_{sm}$ );
- Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo).

Per il calcolo di  $\Delta_{sm}$  e  $\varepsilon_{sm}$  si utilizzano criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica: in particolare si fa riferimento alla Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n°7 del 21/01/2019 (*"Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»*).

#### 7.2.2.1.2 Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo)

L'ampiezza media delle fessure è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\varepsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Si ricava quindi il valore di calcolo di apertura delle fessure, da confrontare con i valori nominali  $w_1$ ,  $w_2$  e  $w_3$  riportati precedentemente:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m$$

#### 7.2.2.1.3 Ampiezza delle fessure

In base alla tabella 4.1.III del D.M. 17.01.2018, la classe di esposizione individuata per le parti in calcestruzzo rivolte all'interno dei tombini idraulici riconduce a condizione ambientale del tipo "Aggressiva". Pertanto, secondo la tabella 4.1.IV:

Elemento strutturale	Classe di esposizione	Condizioni ambientali	Combinazione	Armatura poco sensibile	
				Stato Limite	$w_d$
Gettato in opera	XC4 – XF3	Aggressive	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_3 = 0.3 \text{ mm}$
			Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.2 \text{ mm}$

Per quanto riguarda invece le parti in calcestruzzo perennemente a contatto con il terreno caratterizzanti quindi l'esterno dei tombini idraulici, si può far riferimento a una condizione ambientale del tipo "Ordinaria" dovuta alla classe di esposizione XC2 ("Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato

ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo”) o XC3 (“Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta”). Ne risulta che i limiti di apertura delle fessure sono i seguenti:

Elemento strutturale	Classe di esposizione	Condizioni ambientali	Combinazione	Armatura poco sensibile	
				Stato Limite	$w_d$
Gettato in opera	XC2 – XF1	Ordinarie	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$
	XC3 – XF1		Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

### 7.2.3 Verifica della capacità portante

Come indicato da DM 17.01.2018 al § 6.4.2, viene condotta la verifica a capacità portante della fondazione seguendo la combinazione A1+M1+R3 dell'approccio 2.

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno sono assunti unitari come indicato dalla Tab.6.2.II per la combinazione M1.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_\varphi$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_T$	1,0	1,0

I coefficienti parziali per le azioni sono quelli considerati per le verifiche strutturali (A1) come indicato nella Tab. 5.1.V. riportata di seguito.

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$ , $\gamma_{\epsilon 3}$ , $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Il coefficiente  $\gamma_3$  per la verifica della capacità portante viene assunto pari a 2.30 come indicato dalla Tab. 6.4.I

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

La verifica di capacità portante della fondazione risulta soddisfatta se il rapporto tra la pressione limite e la pressione massima sul terreno risulta maggiore di 1.00.

$$q_{lim} / q_{max} \geq 1.00$$

dove:  $q_{max}$  = pressione massima sul terreno;

$q_{lim}$  = pressione limite della fondazione, calcolata secondo Brinch-Hansen, ridotta di un fattore di sicurezza  $F_s$  pari a 2.30

#### Calcolo della pressione limite della fondazione

La capacità portata della fondazione è stata calcolata attraverso l'espressione proposta da Brinch-Hansen per le fondazioni superficiali; poiché la fondazione ed il piano campagna risultano orizzontali, si sono trascurati i corrispondenti fattori correttivi. Il carico limite è pertanto fornito dalle seguenti espressioni:

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c^0 \cdot d_c^0 \cdot i_c^0 \cdot b_c^0 \cdot g_c^0 + q \quad (*)$$

- dove:
- $\gamma'$  = peso specifico terreno di fondazione (sommerso, se in presenza di falda);
  - $B$  = larghezza equivalente della fondazione (in presenza di carichi eccentrici);
  - $c'$  = coesione del terreno di fondazione in condizioni drenate;
  - $c_u$  = coesione del terreno di fondazione in condizioni non drenate;
  - $q'$  = sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione;
  - $N_\gamma, N_c, N_q$  = coefficienti di capacità portante;
  - $s_\gamma, s_c, s_q, s_c^0$  = coefficienti di forma;
  - $d_\gamma, d_c, d_q, d_c^0$  = coefficienti correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa;
  - $i_\gamma, i_c, i_q, i_c^0$  = coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali;
  - $b_\gamma, b_c, b_q, b_c^0$  = coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione del piano di fondazione;
  - $g_\gamma, g_c, g_q, g_c^0$  = coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione del piano campagna.

(\*) nel caso di piano campagna inclinato, all'espressione di  $q_{lim}$  per terreno puramente coesivo va aggiunto il termine:

$$- 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot \left( 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot 2\beta$$

con  $\beta$  inclinazione del piano del piano campagna rispetto all'orizzontale e  $L$  lunghezza della fondazione.

Di seguito vengono riepilogate le espressioni utilizzate per determinare la larghezza equivalente della fondazione, l'entità sovraccarico e i valori dei diversi coefficienti.

a) *Larghezza equivalente della fondazione:*

$$B = B_R - 2 \cdot \frac{M}{N}$$

dove:  $B_R$  = larghezza reale della fondazione;

$M$  = momento risultante sulla fondazione;

$N$  = azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione.

b) *Sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione:*

$$q' = \gamma_t \cdot D$$

dove:  $\gamma_t$  = peso del terreno di ricoprimento;

$D$  = profondità del piano di posa della fondazione.

Nel presente caso, il carico  $q'$  è stato trascurato nel calcolo della capacità portante della fondazione.

c) *Coefficienti di capacità portante:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$N_q = \text{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi')$$

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg}(\phi')$$

dove:  $\phi'$  = angolo di attrito del terreno di fondazione.

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$N_c = 2 + \pi$$

d) *Coefficienti di forma (per  $B < L$ ):*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$s_\gamma = 1 + 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg}(\phi')$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$s_c^0 = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

- dove:  $\phi'$  = angolo di attrito del terreno di fondazione;  
 $B$  = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);  
 $L$  = lunghezza della fondazione.

e) *Coefficienti dipendenti dalla profondità del piano di posa:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\phi') \cdot [1 - \operatorname{sen}(\phi')]^2 \cdot \frac{D}{B_R} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\phi') \cdot [1 - \operatorname{sen}(\phi')]^2 \cdot \operatorname{ctg}\left(\frac{D}{B_R}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B_R} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \operatorname{ctg}\left(\frac{D}{B_R}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

$$d_\gamma = 1$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$d_c^0 = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B_R} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_c^0 = 1 + 0.4 \cdot \operatorname{ctg}\left(\frac{D}{B_R}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

- dove:  $\phi'$  = angolo di attrito del terreno di fondazione;  
 $B_R$  = larghezza reale della fondazione;  
 $D$  = profondità del piano di posa della fondazione;

f) *Coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{0.7 \cdot H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \operatorname{ctg}(\phi')} \right]^5$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{0.5 \cdot H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \operatorname{ctg}(\phi')} \right]^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - d_q}{N_q - 1}$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:



$$i_c^0 = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_u \cdot N_c} \quad m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

- dove:  $\phi'$  = angolo di attrito del terreno di fondazione;  
 $c'$  = coesione del terreno di fondazione in condizioni drenate;  
 $c_u$  = coesione del terreno di fondazione in condizioni non drenate;  
 $B$  = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);  
 $L$  = lunghezza della fondazione;  
 $N$  = azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione;  
 $H$  = azione parallela al piano di posa sulla fondazione;  
 $N_q$  = coefficiente di capacità portante (definito in precedenza);

*g) Coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione del piano di fondazione:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$b_\gamma = \exp [- 2.7 \cdot \eta \cdot \operatorname{tg}(\phi') ]$$

$$b_q = \exp [- 2 \cdot \eta \cdot \operatorname{tg}(\phi') ]$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

- Terreno con comportamento puramente coesivo:

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

- dove:  $\phi'$  = angolo di attrito del terreno di fondazione;  
 $\eta$  = angolo di inclinazione del piano di fondazione rispetto all'orizzontale.

*h) Coefficienti correttivi dovuti all'inclinazione del piano campagna:*

- Terreno con comportamento attritivo e coesivo:

$$g_\gamma = g_q = [1 - 0.5 \operatorname{tg}(\phi)]^5$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

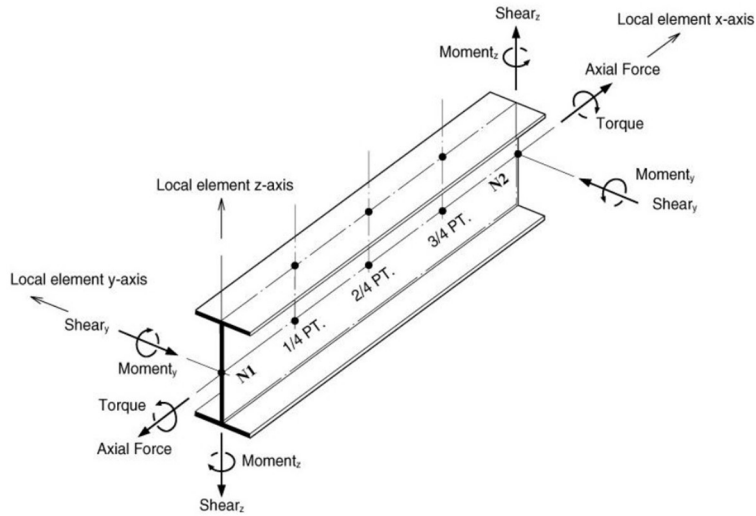
- Terreno con comportamento puramente coesivo

$$b_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

- dove:  $\phi'$  = angolo di attrito del terreno di fondazione;  
 $\beta$  = angolo di inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale.

### 7.3 Convenzioni di segno

Si adottano le seguenti convenzioni di segno per gli elementi beam.



**Mx:** Torsional moment about the element's local x-axis

**Fy:** Shear force in the element's local y-direction

**Fz:** Shear force in the element's local z-direction

**Fyz:** Shear forces, Fy & Fz displayed simultaneously

**My:** Bending moment about the element's local y-axis

**Mz:** Bending moment about the element's local z-axis

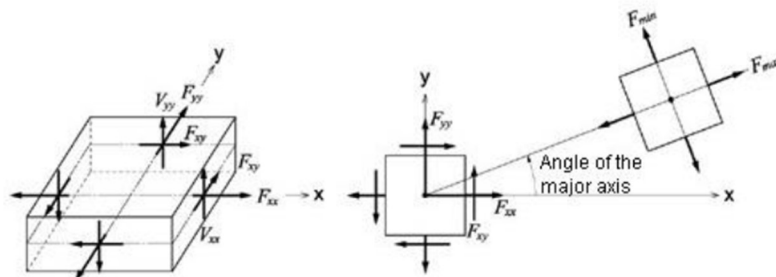
**Myz:** Bending moment, My & Mz displayed simultaneously

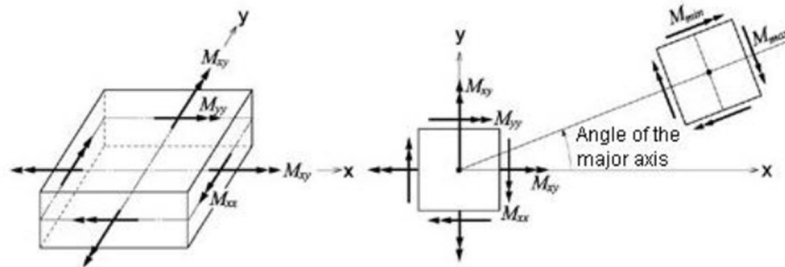
**Mb:** Bi-moment

**Mt:** Twisting moment

**Mw:** Warping Moment

Per gli elementi plates invece si faccia riferimento a quanto esposto nel proseguo:





**Fxx:** Axial force per unit width in the element's local or UCS x-direction (Perpendicular to local y-z plane)

**Fyy:** Axial force per unit width in the element's local or UCS y-direction (Perpendicular to local x-z plane)

**Fxy:** Shear force per unit width in the element's local or UCS x-y direction (In-plane shear)

**Fmax:** Maximum Principal Axial Force per unit width

**Fmin:** Minimum Principal Axial Force per unit width

**FMax:** Maximum absolute Principal Axial Force per unit width

**Mxx:** Bending moment per unit width in the direction of the element's local or UCS x-axis (Out-of-plane moment about local y-axis)

**Myy:** Bending moment per unit width in the direction of the element's local or UCS y-axis (Out-of-plane moment about local x-axis)

**Mxy:** Torsional moment per unit width about the element's local or UCS x-y plane

**Mmax:** Maximum principal bending moment per unit width

**Mmin:** Minimum principal bending moment per unit width

**MMax:** Maximum absolute Principal Moment per unit width (Larger magnitude of Mmax and Mmin)

**Vxx:** Shear force per unit width in the thickness direction along the element's local or UCS y-z plane

**Vyy:** Shear force per unit width in the thickness direction along the element's local or UCS x-z plane

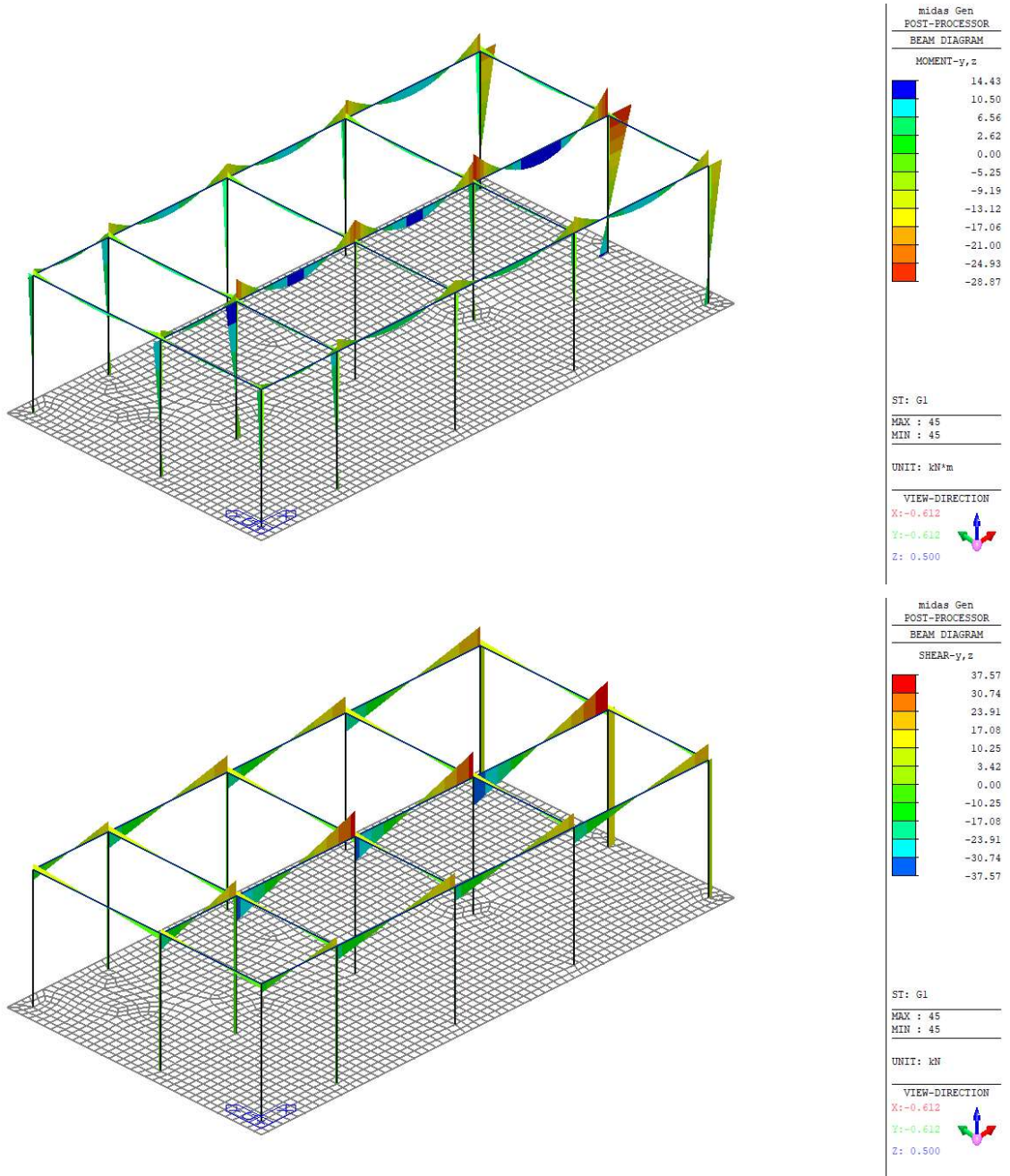
**VMax:** Maximum absolute shear force per unit width (Larger magnitude of Vxx and Vyy)

## 7.4 Sollecitazioni agenti

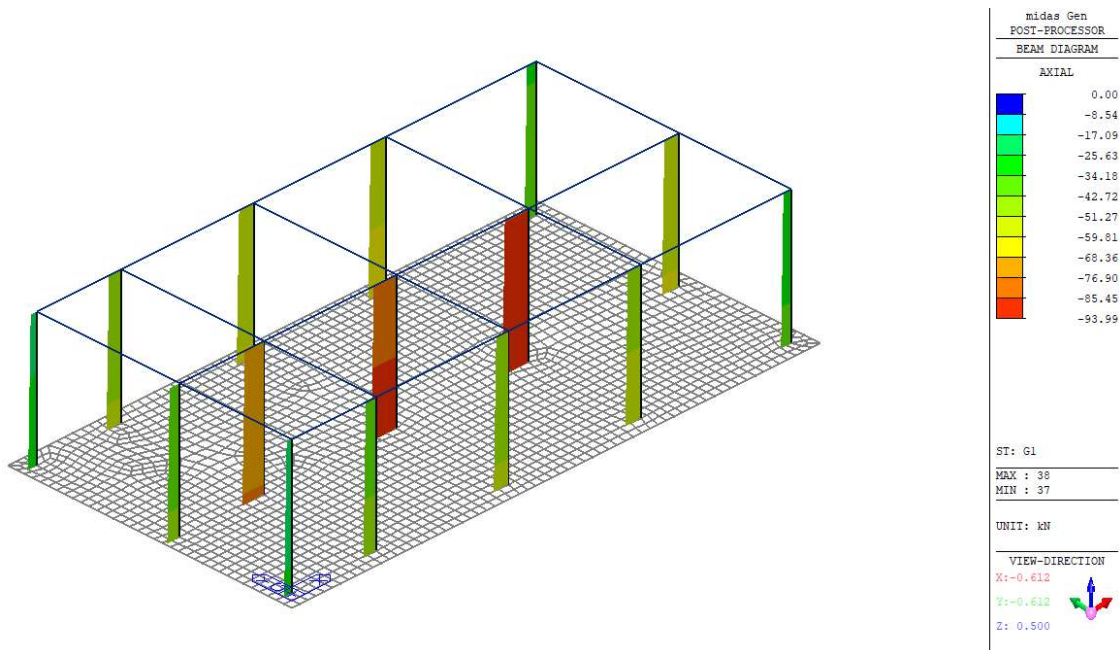
### 7.4.1 Condizioni elementari di carico

- $G_1$

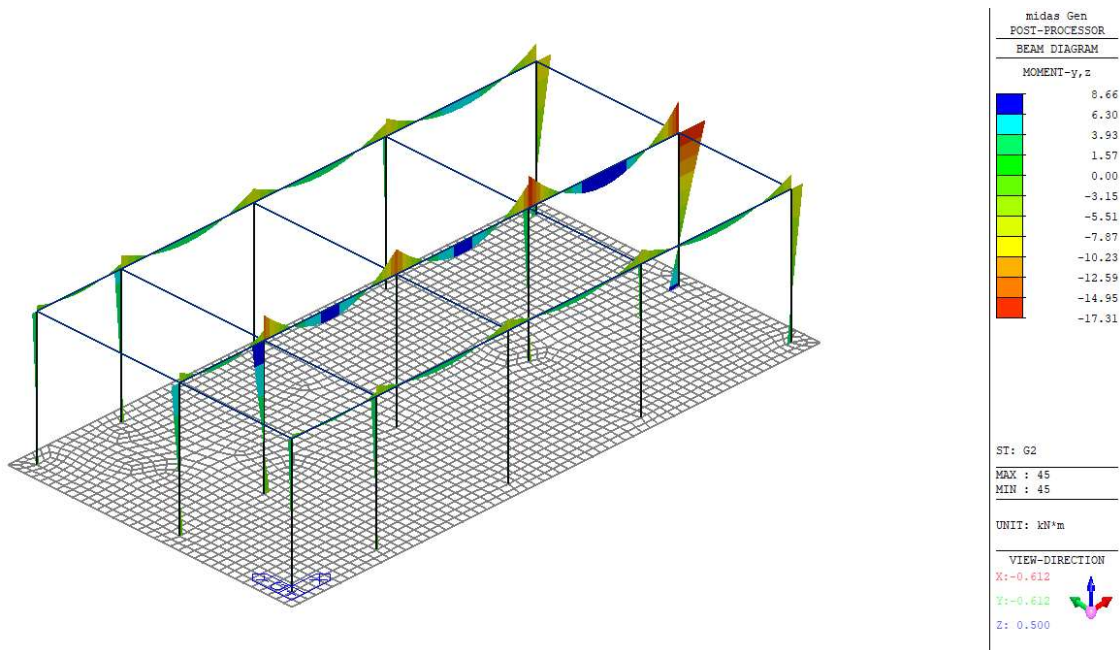
**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**



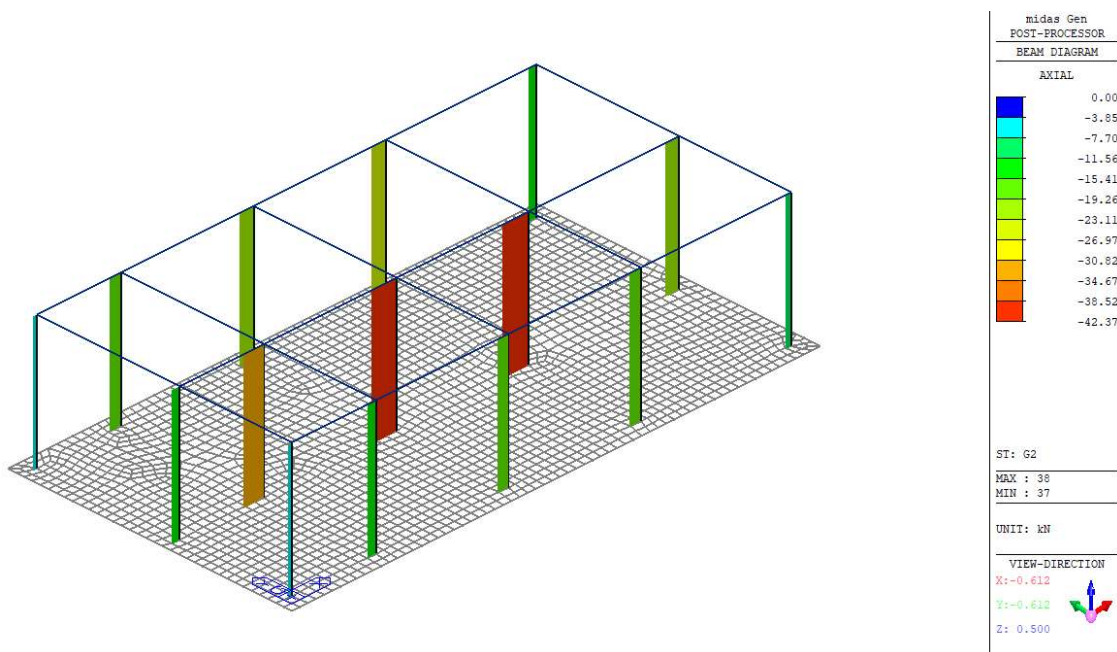
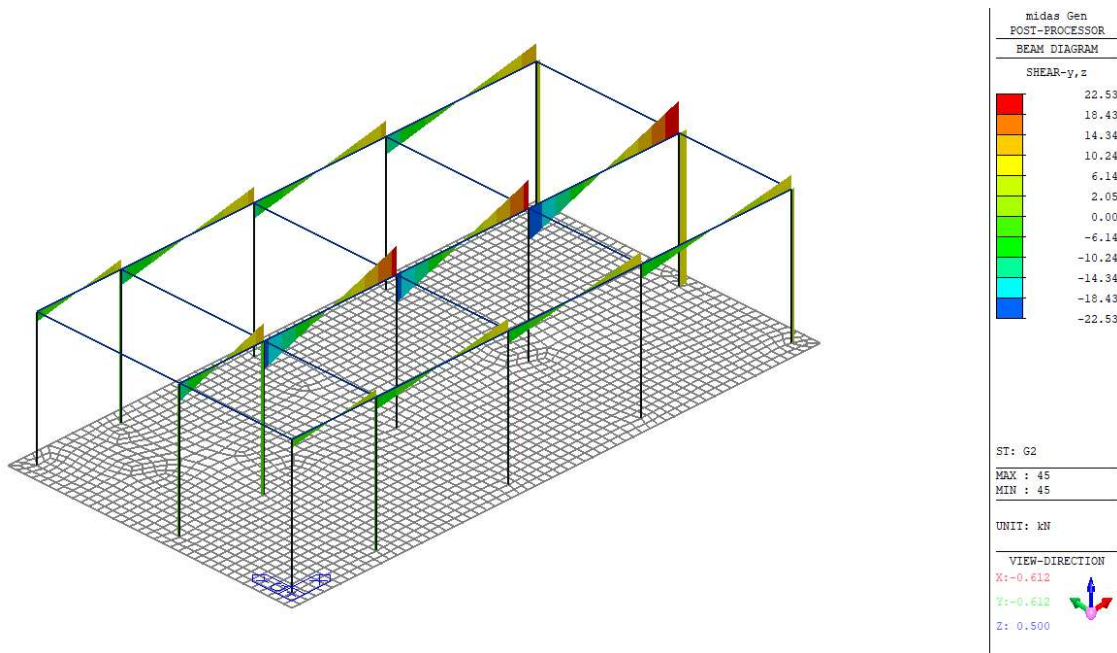
**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**



- G<sub>2</sub>

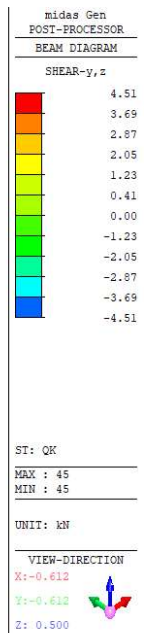
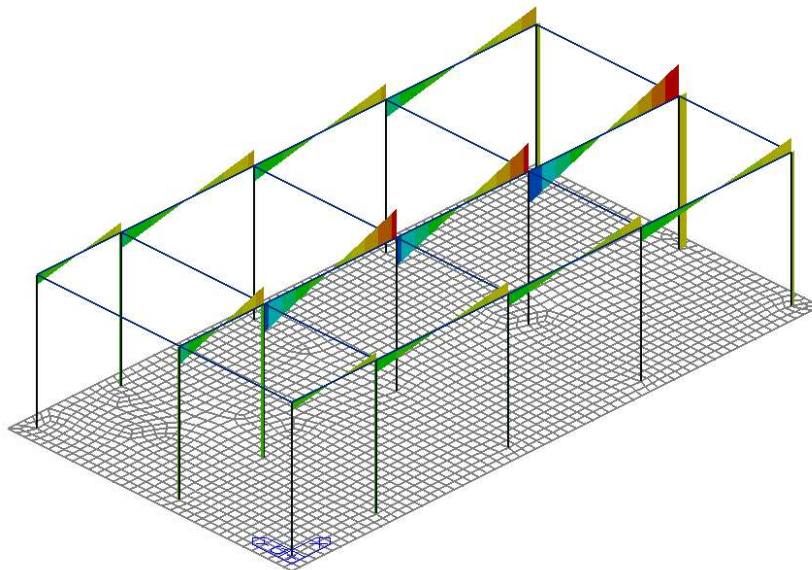
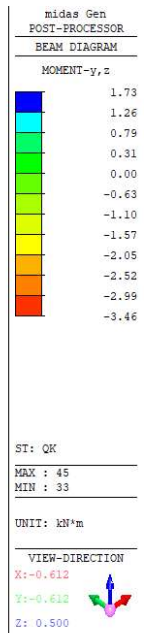
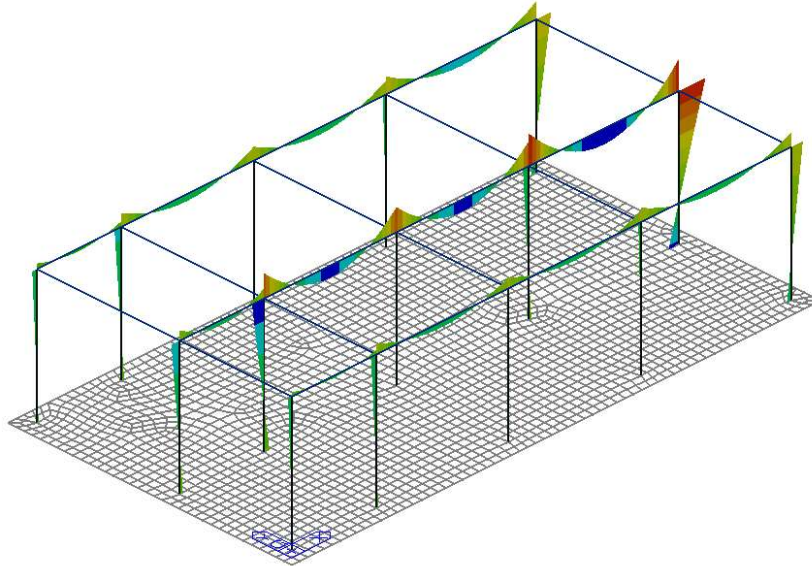


**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

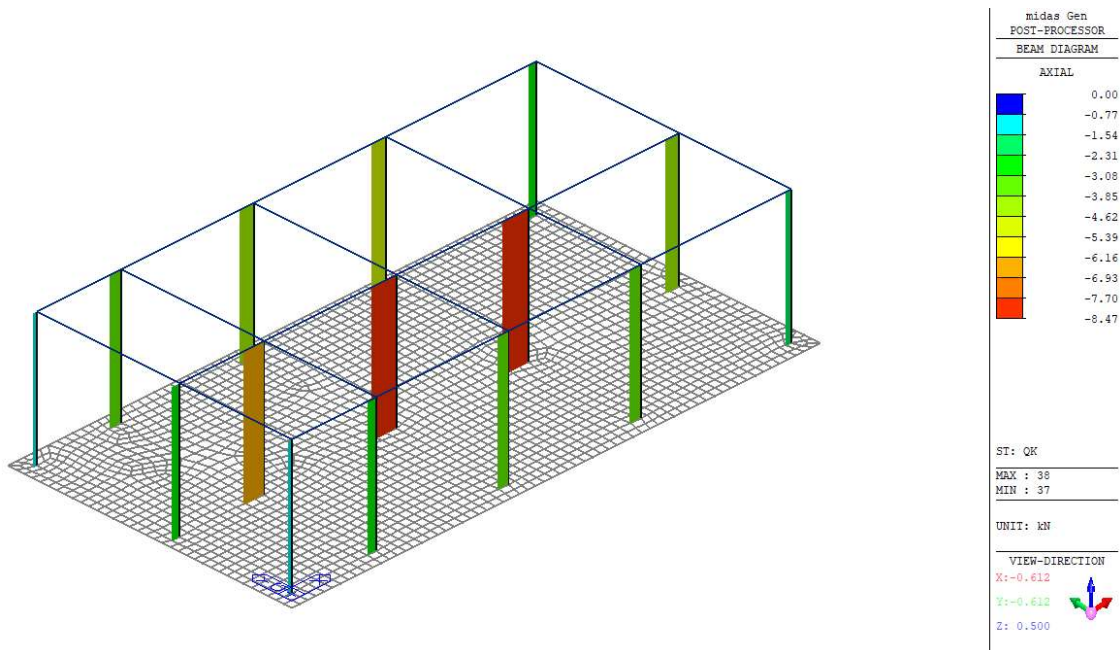


**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

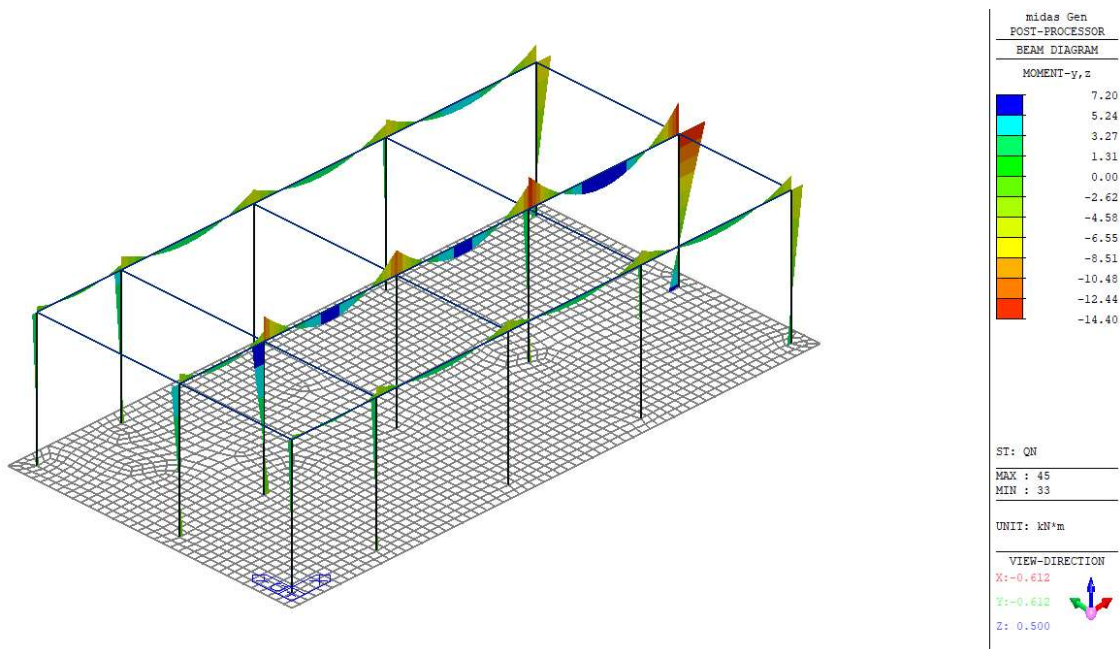
- $Q_k$



**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

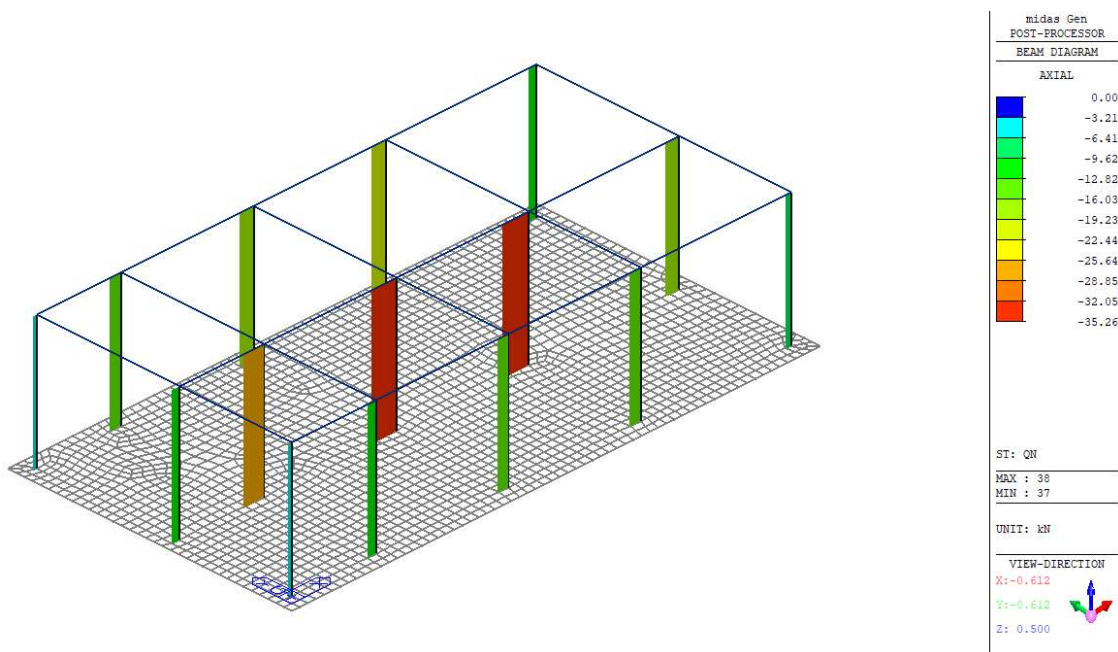
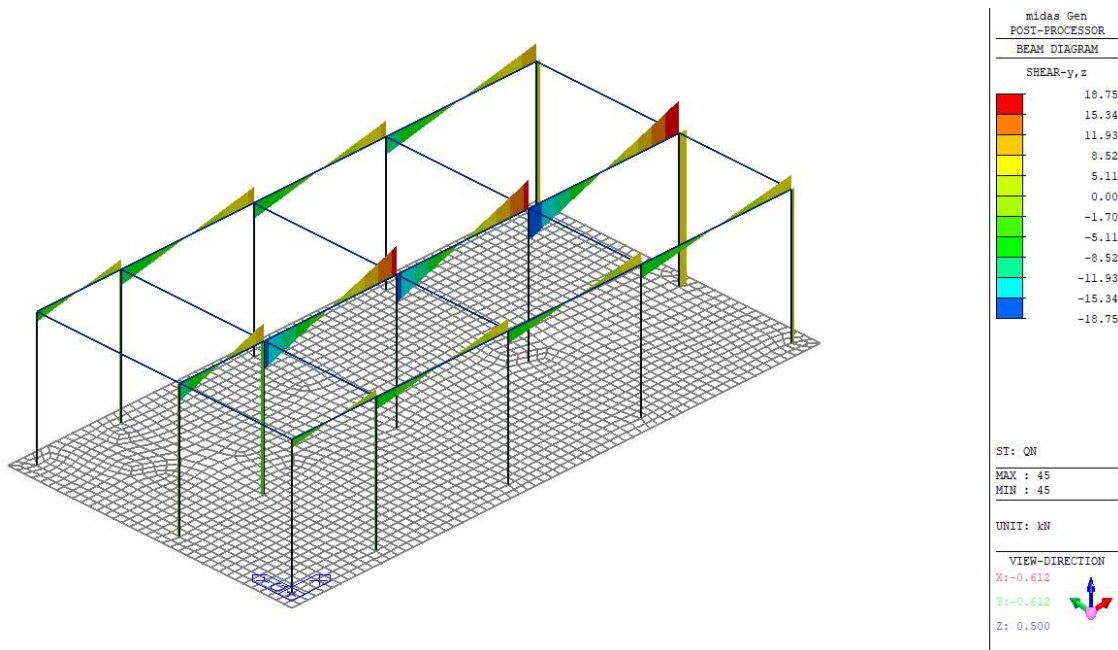


- $Q_n$



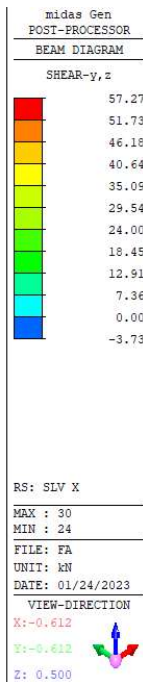
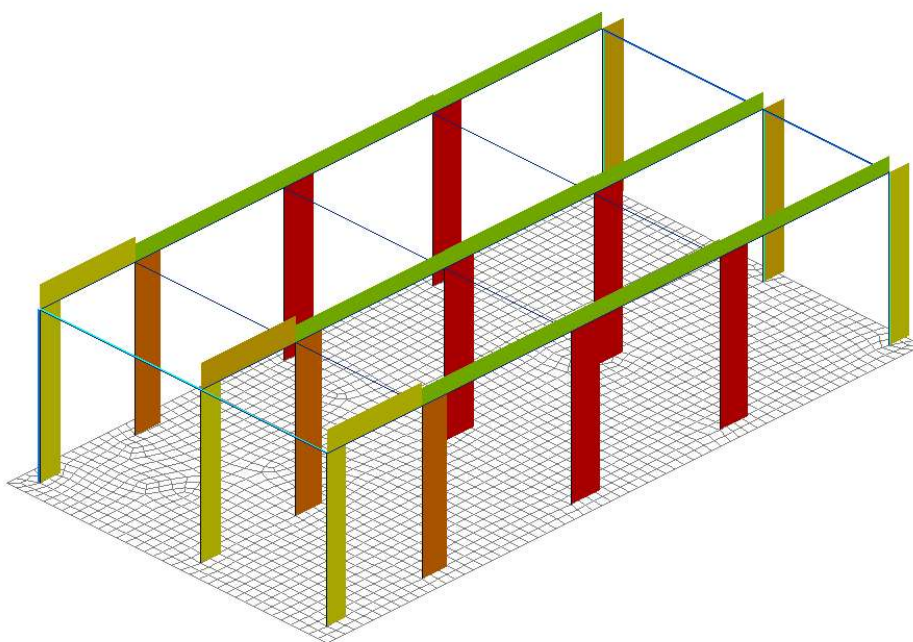
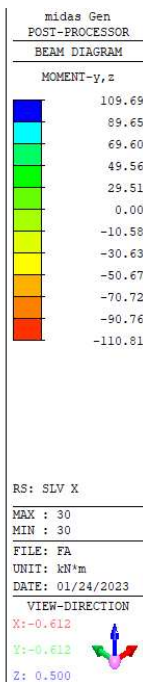
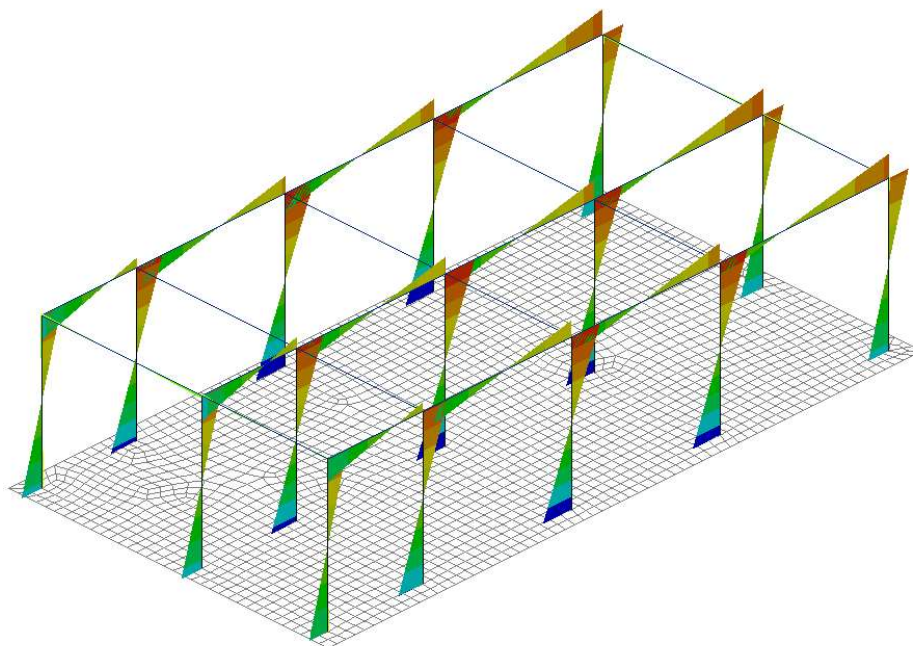


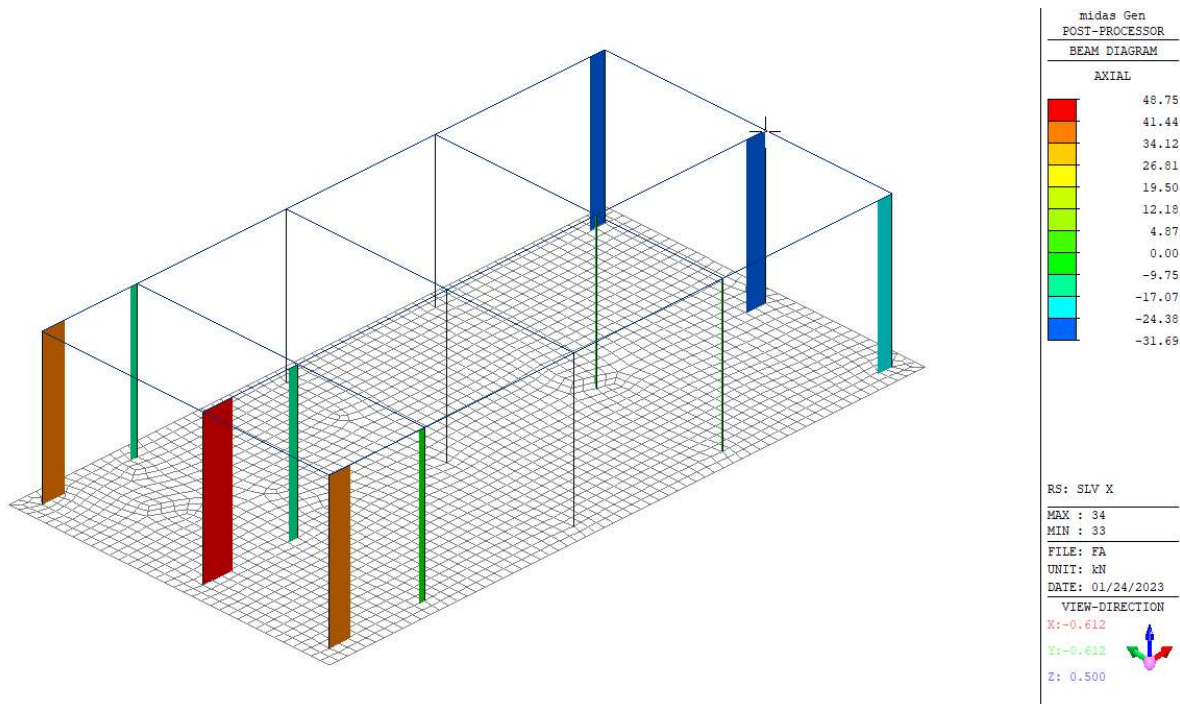
**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**



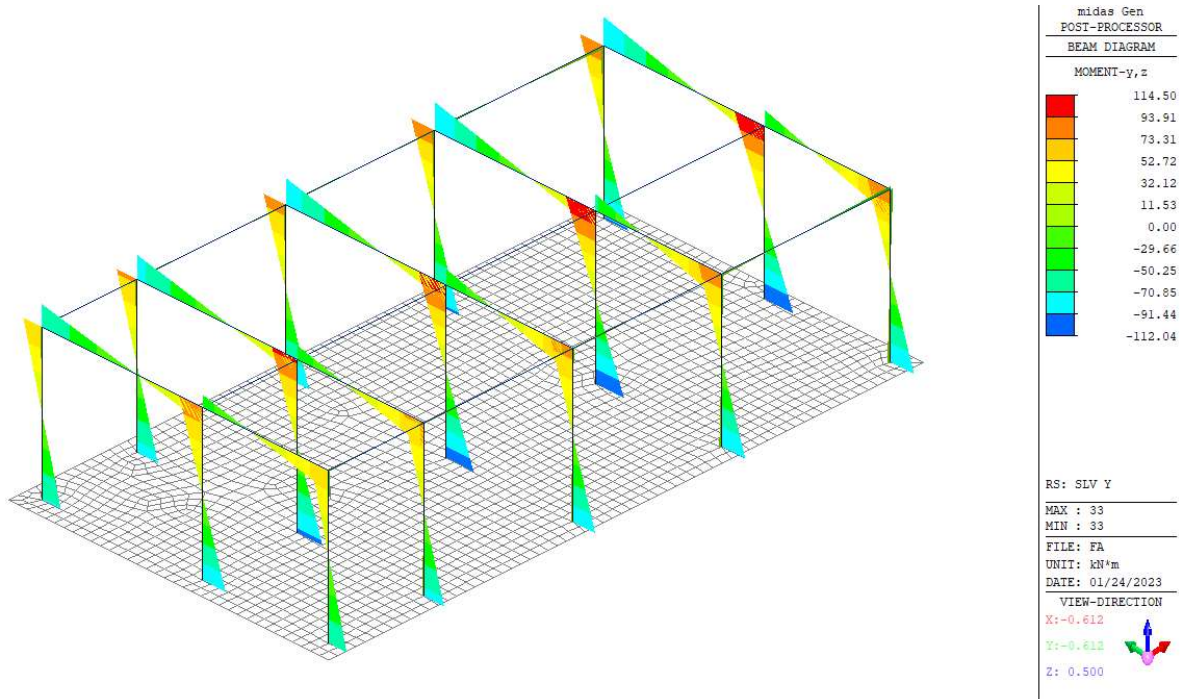
**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

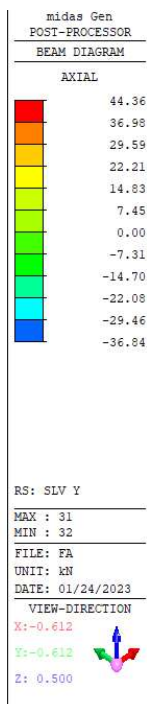
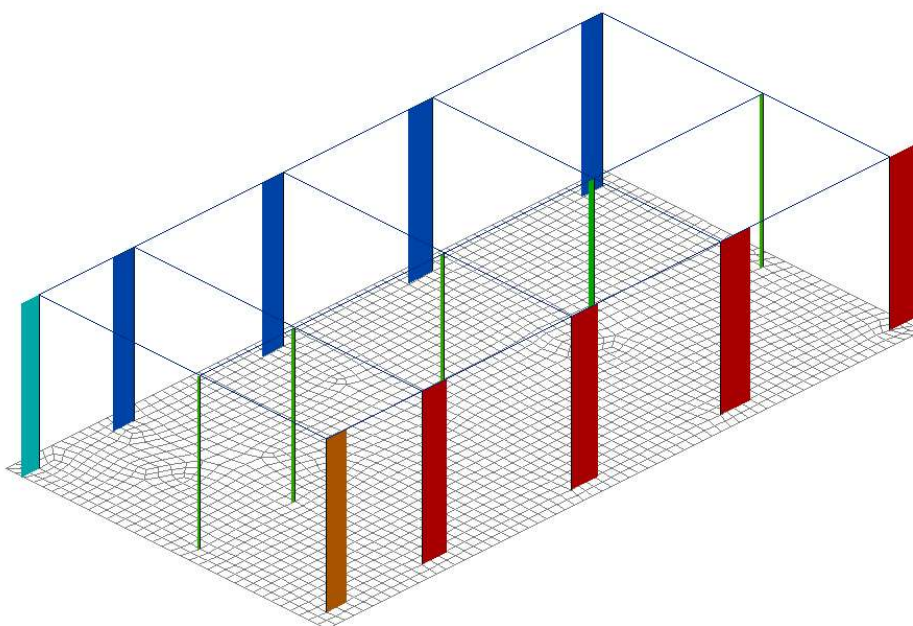
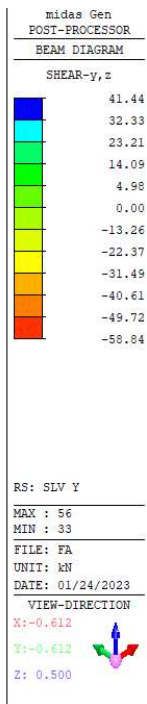
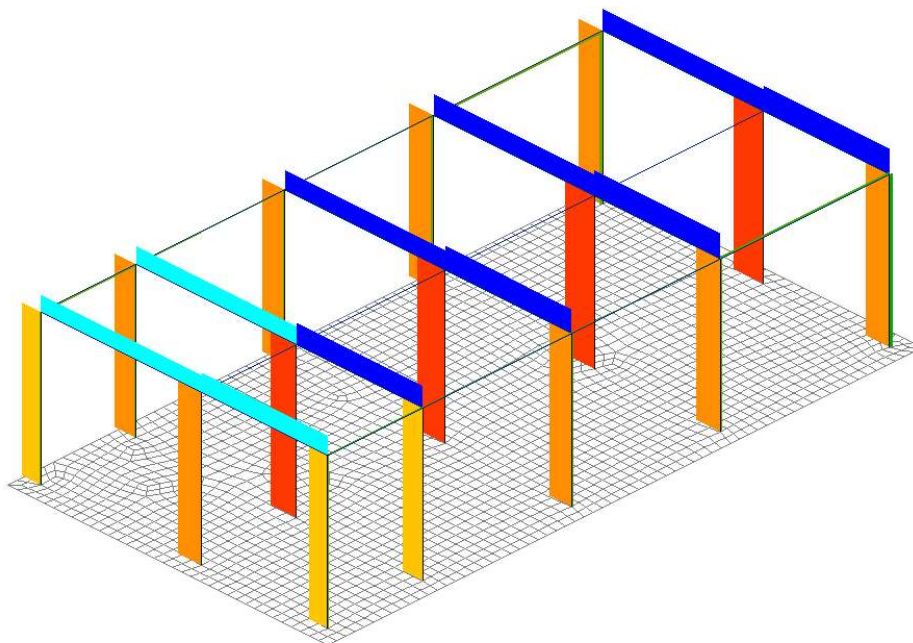
- SLV X





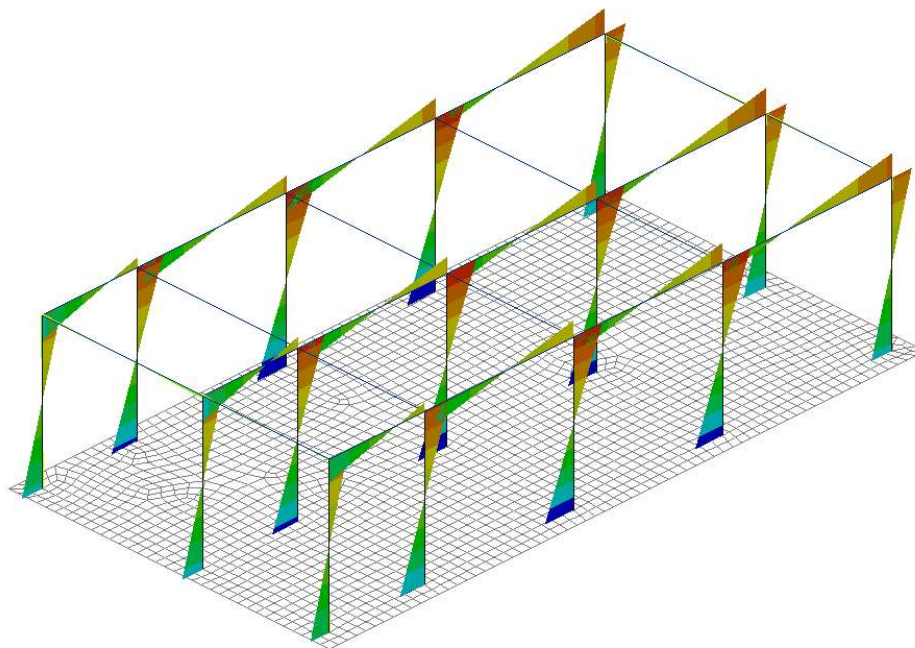
• **SLV Y**





- SLO X

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

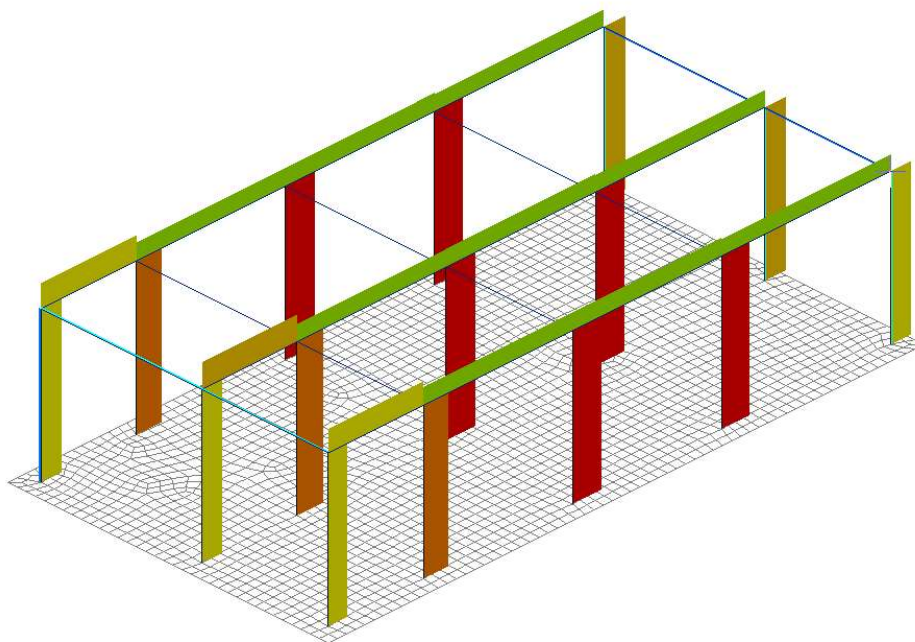


midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 BEAM DIAGRAM

MOMENT-y, z

52.47
42.88
33.29
23.71
14.12
0.00
-5.06
-14.65
-24.24
-33.83
-43.42
-53.01

RS: SLO X  
 MAX : 30  
 MIN : 30  
 FILE: FA  
 UNIT: kN\*m  
 DATE: 01/24/2023  
 VIEW-DIRECTION  
 X: -0.612  
 Y: -0.612  
 Z: 0.500



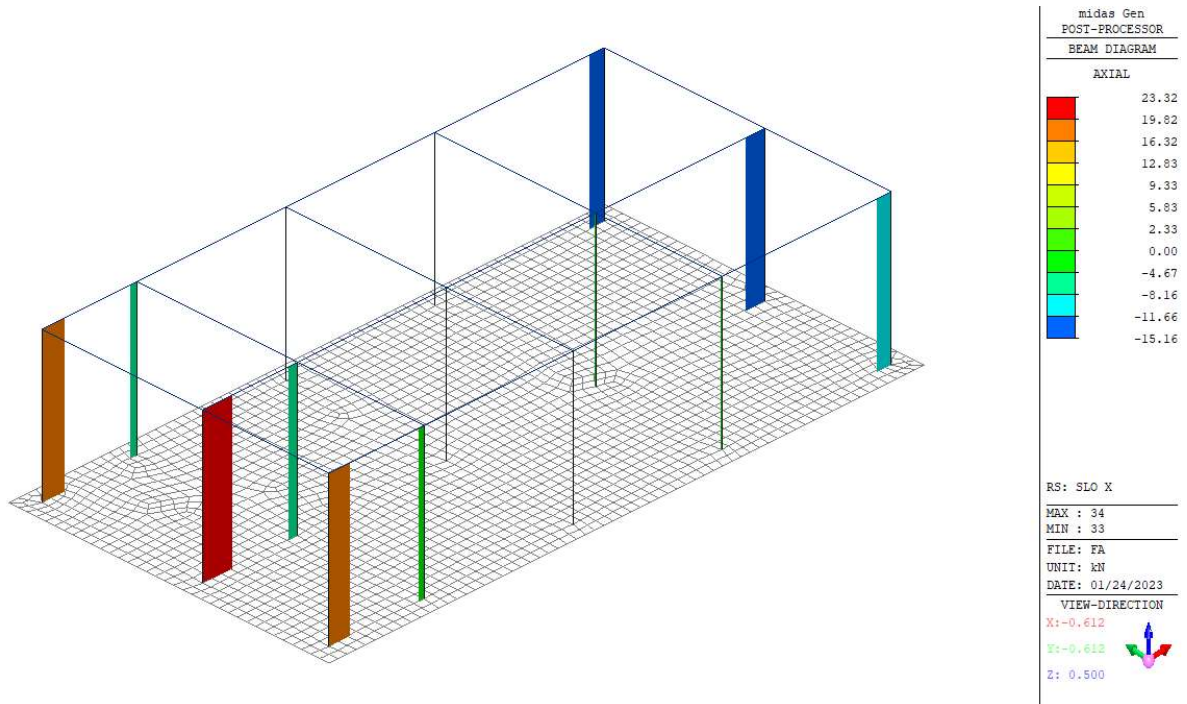
midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 BEAM DIAGRAM

SHEAR-y, z

27.40
24.74
22.09
19.44
16.79
14.13
11.48
8.83
6.17
3.52
0.00
-1.79

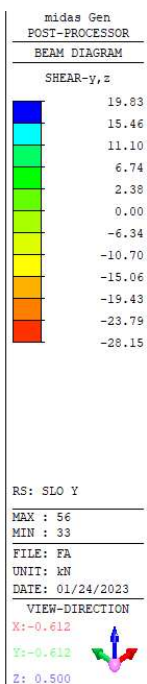
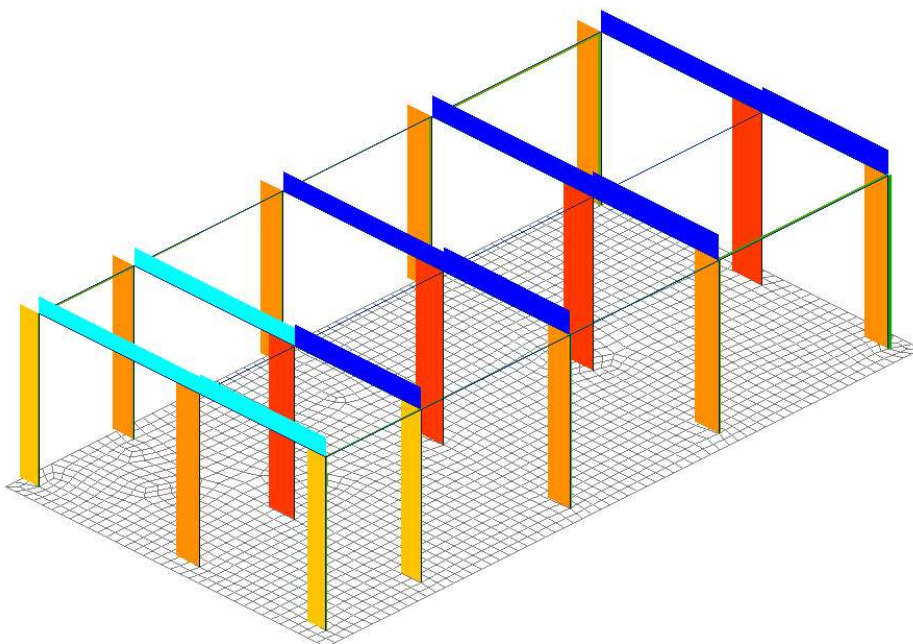
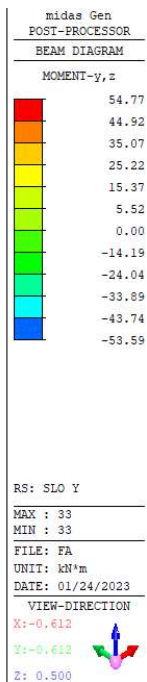
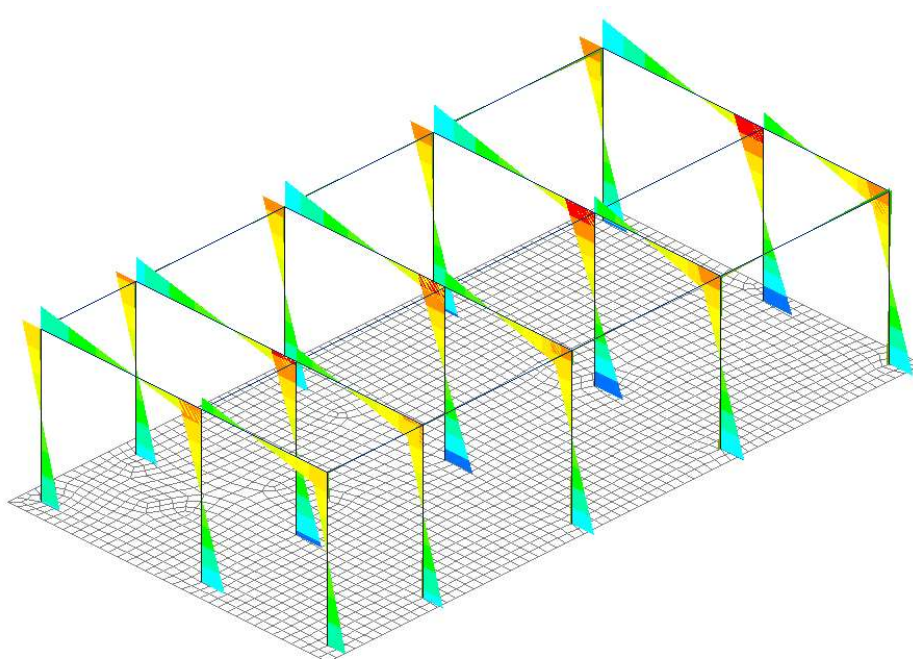
RS: SLO X  
 MAX : 30  
 MIN : 24  
 FILE: FA  
 UNIT: kN  
 DATE: 01/24/2023  
 VIEW-DIRECTION  
 X: -0.612  
 Y: -0.612  
 Z: 0.500

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

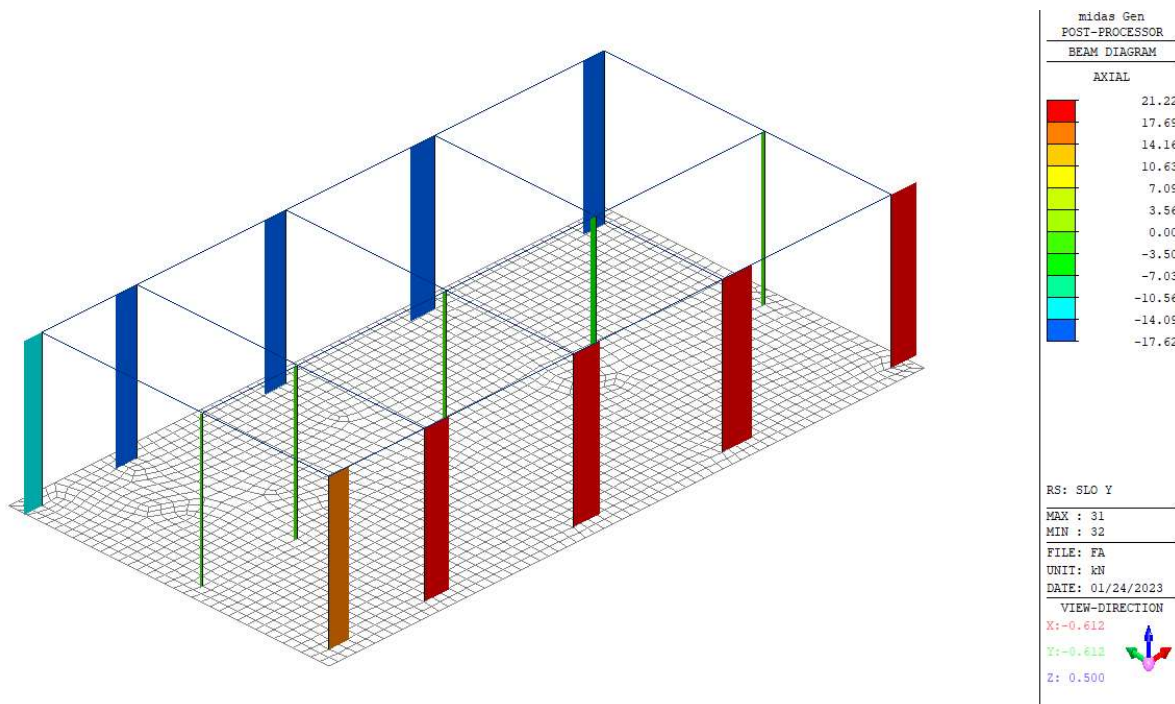


- SLO Y

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

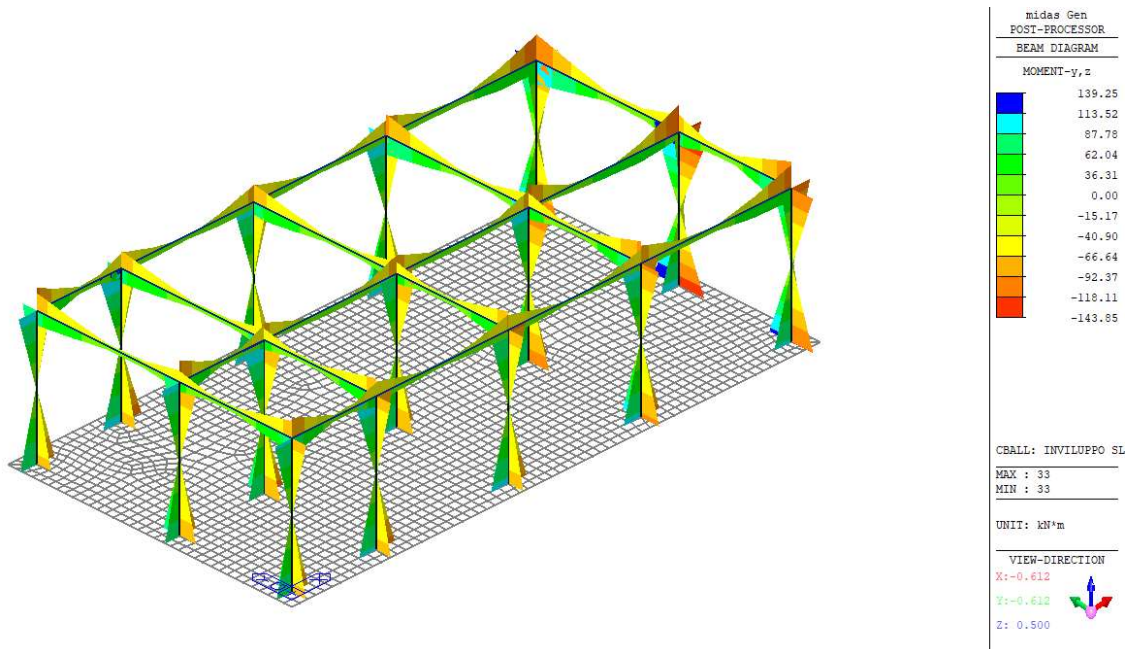


**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

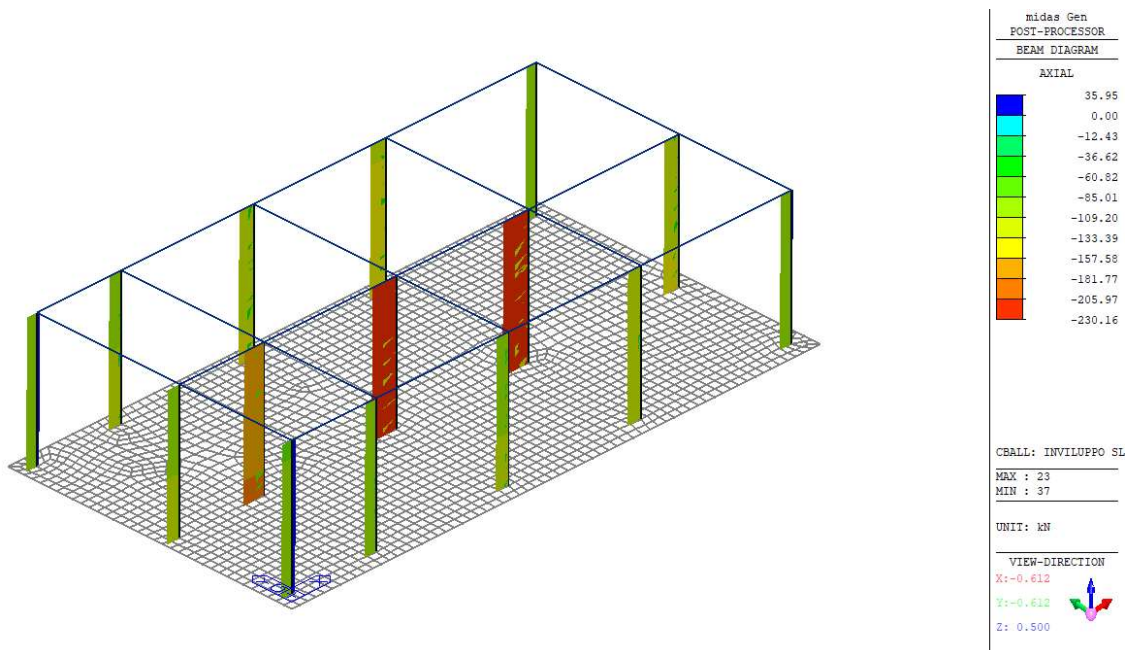
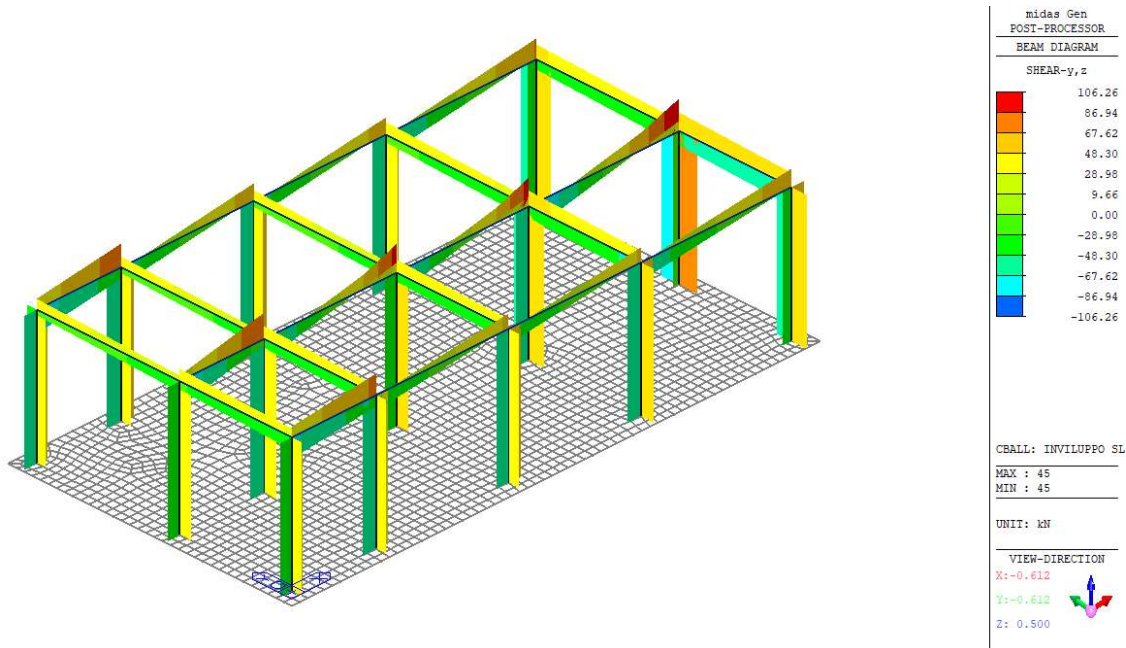


**7.4.2 Involuppi**

**7.4.2.1 Involuppi SLU/SLV**

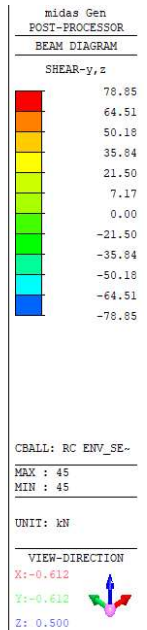
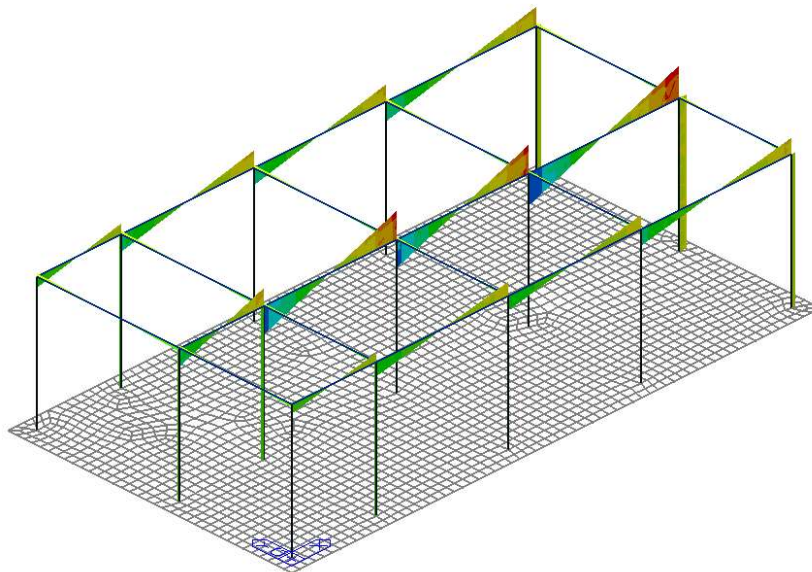
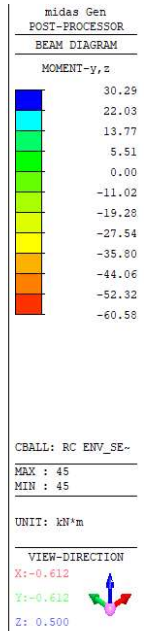
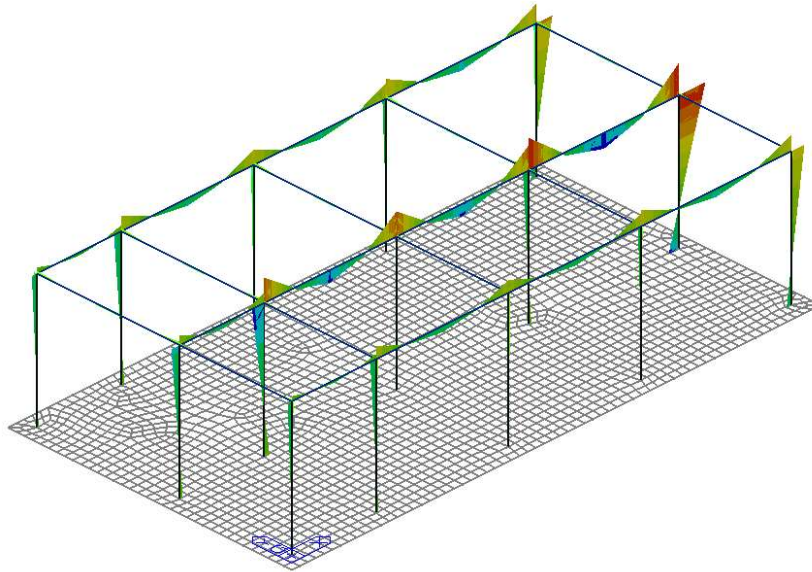




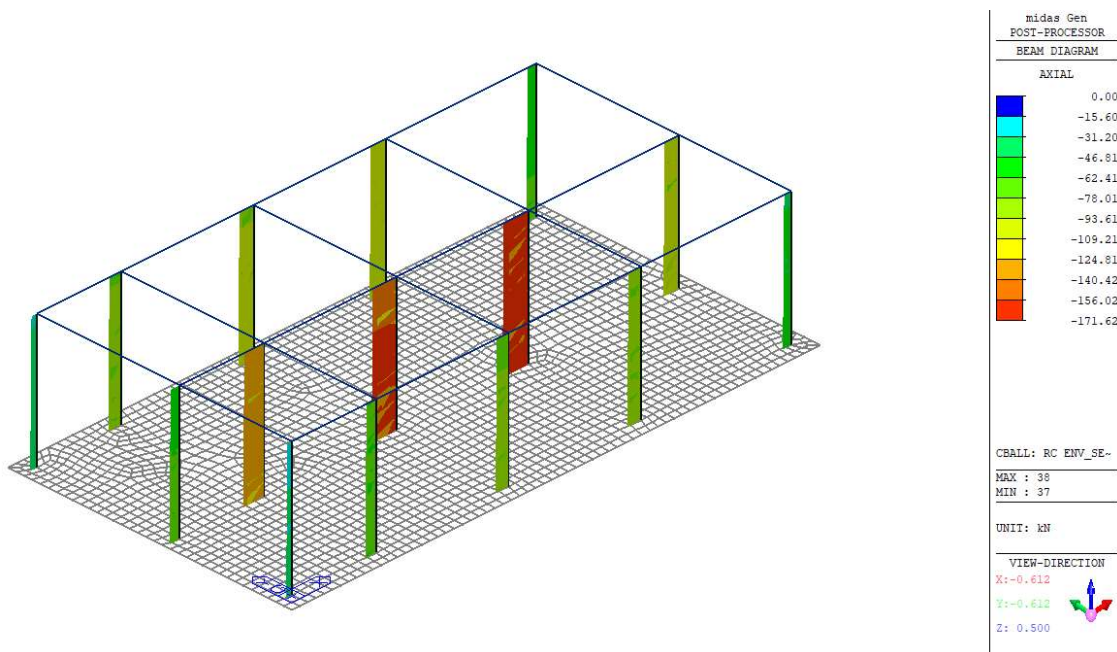


### 7.4.2.2 Involuppi SLE

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

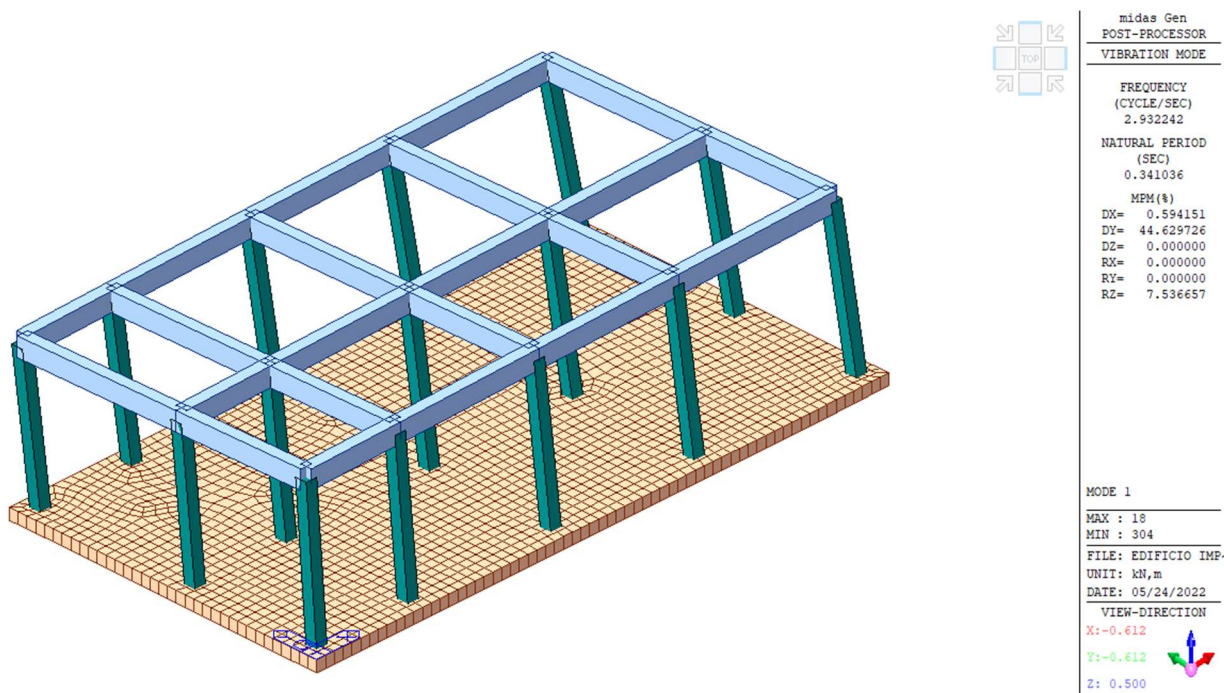


**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**



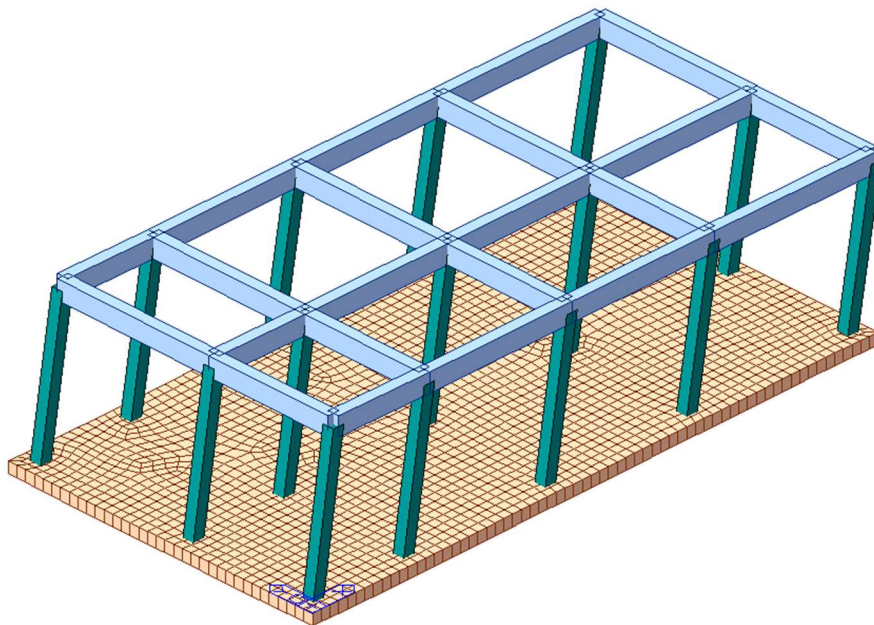
**7.5 Analisi modale**

Si riportano nel seguito, in forma grafica e tabellare, i risultati dell'analisi modale condotta per il caso in esame.



**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

**Modo 1 – Traslazionale lungo X**



midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 VIBRATION MODE

FREQUENCY  
 (CYCLE/SEC)  
 3.014580

NATURAL PERIOD  
 (SEC)  
 0.331721

MPM (%)

DX= 48.022653  
 DY= 0.796290  
 DZ= 0.000000  
 RX= 0.000000  
 RY= 0.000000  
 RZ= 0.212934

MODE 2

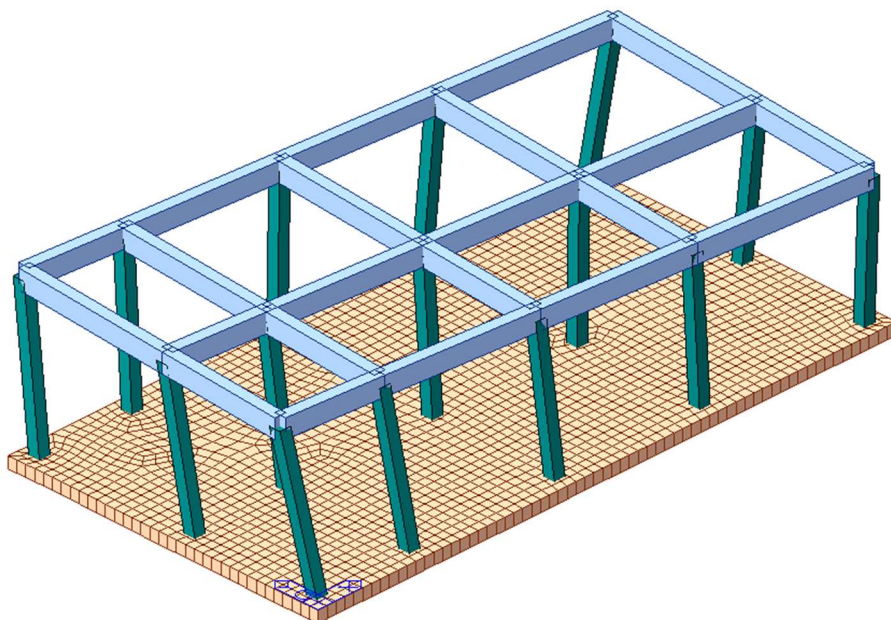
MAX : 17  
 MIN : 2038

FILE: EDIFICIO IMP  
 UNIT: kN,m  
 DATE: 05/24/2022

VIEW-DIRECTION

X: -0.612  
 Y: -0.612  
 Z: 0.500

**Modo 2 – Traslazionale lungo Y**



midas Gen  
 POST-PROCESSOR  
 VIBRATION MODE

FREQUENCY  
 (CYCLE/SEC)  
 3.393552

NATURAL PERIOD  
 (SEC)  
 0.294677

MPM (%)

DX= 0.306573  
 DY= 3.490375  
 DZ= 0.000000  
 RX= 0.000000  
 RY= 0.000000  
 RZ= 92.249352

MODE 3

MAX : 16  
 MIN : 1440

FILE: EDIFICIO IMP  
 UNIT: kN,m  
 DATE: 05/24/2022

VIEW-DIRECTION

X: -0.612  
 Y: -0.612  
 Z: 0.500

**Modo 3 - Torsionale**

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

Node	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
<b>EIGENVALUE ANALYSIS</b>													
	Mode No	Frequency				Period		Tolerance					
		(rad/sec)		(cycle/sec)		(sec)							
	1	12.6308		2.0103		0.4974		6.9614e-24					
	2	12.9029		2.0536		0.4870		5.6690e-24					
	3	13.1374		2.0909		0.4783		2.7810e-23					
<b>MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT</b>													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.0824	0.0824	84.7410	84.7410	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2.4709	2.4709
	2	87.5389	87.6213	0.2396	84.9805	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.1152	3.5861
	3	1.4415	89.0628	2.5340	87.5146	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	71.6647	75.2508
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
	1	0.1844	0.1844	189.5803	189.5803	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	86.7422	86.7422
	2	195.8397	196.0241	0.5359	190.1162	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	39.1483	125.8905
	3	3.2249	199.2490	5.6690	195.7853	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	2515.7978	2641.6883
<b>MODAL PARTICIPATION FACTOR PRINTOUT (kN,m)</b>													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		Value		Value		Value		Value		Value		Value	
	1	-0.4295		13.7688		0.0000		0.0000		0.0000		9.3135	
	2	13.9943		0.7321		0.0000		0.0000		0.0000		-6.2569	
	3	-1.7958		2.3810		0.0000		0.0000		0.0000		-50.1577	
<b>MODAL DIRECTION FACTOR PRINTOUT</b>													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		Value		Value		Value		Value		Value		Value	
	1	0.2032		97.3259		0.0000		0.0000		0.0000		2.4709	
	2	98.3856		0.4992		0.0000		0.0000		0.0000		1.1152	
	3	7.0244		21.3109		0.0000		0.0000		0.0000		71.6647	
<b>EIGEN VECTOR (kN,m)</b>													

## 7.6 Criteri di regolarità strutturale

Il fabbricato in esame, è da considerarsi regolare in pianta e/o in altezza se sono soddisfatti tutti i requisiti riportati nel seguito.

### 1) Regolarità in pianta:

- la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta,
- il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

### 2) Regolarità in altezza:

- tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione
- massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello

sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%);

- il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo;

Il fabbricato in esame è classificabile come **regolare in pianta e in altezza**.

## 7.7 Comportamento strutturale, tipologia strutturale, fattore di comportamento

Per il caso in esame si opta per comportamento strutturale **non dissipativo**; nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico.

Nel caso di analisi lineare, la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, viene ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento  $q$ . I valori attribuibili a  $q$  variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerati, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano. Per ciascuno degli stati limite e dei metodi di analisi considerati, nella tabella successiva sono riportati il comportamento strutturale, le modalità di modellazione dell'azione sismica e i limiti da attribuire al fattore di comportamento  $q$ , a seconda dello stato limite considerato.

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Il limite superiore  $q_{lim}$  del fattore di comportamento relativo allo SLV è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R$$

dove:

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

- $q_0$  è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in dipendenza della Classe di Duttilità, della tipologia strutturale, del coefficiente  $\lambda$  e del rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;
- $K_R$  è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD" A"	CD" B"
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

Il fabbricato in esame presenta struttura sismoresistente a **telaio**. In entrambe le direzioni, la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base > 65% della resistenza a taglio totale; pertanto il rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  è pari a 1.1:

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai	
- strutture a telaio di un piano	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

Per il caso in esame, avendo optato per comportamento strutturale non dissipativo, si adotta un fattore di comportamento  $q_{ND}$ , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD" B" secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD" B"} \leq 1.5$$

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{0, CD" B"} \cdot K_R \leq 1.5$$

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} \cdot 3 \cdot \alpha_u/\alpha_1 \cdot K_R \leq 1.5$$

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} \cdot 3 \cdot 1.1 \cdot 1 \leq 1.5$$

$$1 \leq q_{ND} = 2.2 \leq 1.5$$

$$q_{ND} = 1.5$$

### 7.7.1 Verifica deformabilità torsionale

La struttura è deformabile torsionalmente se la rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione  $r^2 / I_s^2 > 1$ , nella quale:

- $r^2$  = raggio torsionale al quadrato è, per ciascun piano, il rapporto tra la rigidezza torsionale rispetto al centro di rigidezza laterale e la maggiore tra le rigidezze laterali, tenendo conto dei soli elementi strutturali primari, per strutture a telaio o a pareti (purché snelle e a deformazione prevalentemente flessionale),  $r^2$  può essere valutato, per ogni piano, riferendosi ai momenti d'inerzia flessionali delle sezioni degli elementi verticali primari.
- $I_s^2$  = per ogni piano, è il rapporto fra il momento d'inerzia polare della massa del piano rispetto ad un asse verticale passante per il centro di massa del piano e la massa stessa del piano; nel caso di piano a pianta rettangolare  $I_s^2 = (L^2 + B^2) / 12$ , essendo L e B le dimensioni in pianta del piano.

Per il caso in esame si ha:

	Story	Level (m)	Weight Center		Stiffness Center		Ecc. Dist.		Torsional Stiffness (kN*m)	El. Radius		Ecc. Ratio	
			X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)		X (m)	Y (m)	X	Y
	Roof	3.85	7.54	3.88	7.05	3.75	0.49	0.12	1740000	6.3	6.39	0.02	0.08
	1F	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

#### ► Verifica di deformabilità torsionale (§7.4.3.1 NTC 2018)

Dimensione longitudinale in pianta edificio

L = **15.62** m

Dimensione trasversale in pianta edificio

B = **8.12** m

Rapporto fra il momento d'inerzia polare della massa del piano rispetto ad un asse verticale passante per il centro di massa del piano e la massa stessa del piano

$I_s^2 = 25.8$  m<sup>2</sup>

Rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano (X)

$r_x = 6.3$  m

Rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano (Y)

$r_y = 6.39$  m

$r^2 = \max(r_x^2; r_y^2)$

$r^2 = 40.8$  m<sup>2</sup>

$r^2 / I_s^2 = 1.58 > 1$

*La struttura non è deformabile torsionalmente*

## 7.8 Effetti torsionali accidentali

Al fine di cautelarsi nei confronti dell'incertezza sul posizionamento delle masse e sulla variazione spaziale del moto sismico, il centro di massa calcolato di ciascun i-esimo piano deve essere considerato spostato rispetto alla sua posizione nominale in entrambe le direzioni dell'eccentricità accidentale:

$$e_{ai} = \pm 0.05 \cdot L_i$$



dove:

- $e_{ai}$  è l'eccentricità accidentale della massa dell'i-esimo piano rispetto alla sua posizione nominale, applicata nella stessa direzione ad ogni piano;
- $L_i$  è la dimensione del piano, perpendicolare alla direzione dell'azione sismica.

Per il caso in esame, pertanto:

► **Eccentricità accidentale**

Dimensione longitudinale in pianta edificio	$L_x =$	15.62	m
Dimensione trasversale in pianta edificio	$L_y =$	8.12	m
Eccentricità accidentale direzione x	$e_{ax} =$	0.781	m
Eccentricità accidentale direzione y	$e_{ay} =$	0.406	m

## 7.9 Verifica instabilità globale (effetti del secondo ordine)

Le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore  $\theta$  che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come:

$$\theta = \frac{P \cdot d_{Er}}{V \cdot h}$$

dove:

- $P$  è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;
- $d_{Er}$  è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo SLV, ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante. Avendo utilizzato un'analisi elastica lineare, il valore degli spostamenti va moltiplicato per il fattore di comportamento  $q$ ;
- $V$  è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento  $q$ ;
- $h$  è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Gli effetti delle non linearità geometriche:

- possono essere trascurati, quando  $\theta$  è minore di 0,1;
- possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a  $1 / (1 - \theta)$ , quando  $\theta$  è compreso tra 0,1 e 0,2;

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

- devono essere valutati attraverso un'analisi non lineare, quando  $\theta$  è compreso tra 0,2 e 0,3.

Il fattore  $\theta$  non può comunque superare il valore 0,3.

Per il caso in esame si ottiene:

Stability Coefficient(X)											
	Load Case	Story	Story Height (m)	Vertical Load (kN)	Story Shear Force (kN)	Modified Story Drift (m)	Beta (Beta)	Stability Coefficient (Theta)	Allowable Limit	Remark	P-Delta Incremental Factor (ad)
	q=1.5, le=1, Scale Factor=1										
	SLV 1	1F	3.85	1150.9546	689.4812	0.0149	1	0.0065	0.3	OK	1
	SLV 2	1F	3.85	1150.9546	689.4812	0.015	1	0.0065	0.3	OK	1
	SLV 3	1F	3.85	1150.9546	689.4812	0.0153	1	0.0066	0.3	OK	1
	SLV 4	1F	3.85	1150.9546	689.4812	0.0153	1	0.0066	0.3	OK	1
	SLV 5	1F	3.85	1150.9546	689.4812	0.0038	1	0.0017	0.3	OK	1
	SLV 6	1F	3.85	1150.9546	689.4812	0.0039	1	0.0017	0.3	OK	1
	SLV 7	1F	3.85	1150.9546	689.4812	-0.0052	1	-0.0023	0.3	OK	1
	SLV 8	1F	3.85	1150.9546	689.4812	-0.0052	1	-0.0022	0.3	OK	1
	SLV 9	1F	3.85	1150.9546	689.4812	0.0149	1	0.0065	0.3	OK	1
	SLV 10	1F	3.85	1150.9546	689.4812	0.0149	1	0.0065	0.3	OK	1
	SLV 11	1F	3.85	1150.9546	689.4812	0.0153	1	0.0066	0.3	OK	1
	SLV 12	1F	3.85	1150.9546	689.4812	0.0153	1	0.0067	0.3	OK	1
	SLV 13	1F	3.85	1150.9546	689.4812	0.0038	1	0.0017	0.3	OK	1
	SLV 14	1F	3.85	1150.9546	689.4812	0.0039	1	0.0017	0.3	OK	1
	SLV 15	1F	3.85	1150.9546	689.4812	-0.0052	1	-0.0023	0.3	OK	1
	SLV 16	1F	3.85	1150.9546	689.4812	-0.0052	1	-0.0022	0.3	OK	1
	SLV 17	1F	3.85	1150.9546	689.4812	-0.0149	1	-0.0065	0.3	OK	1
	SLV 18	1F	3.85	1150.9546	689.4812	-0.015	1	-0.0065	0.3	OK	1
	SLV 19	1F	3.85	1150.9546	689.4812	-0.0153	1	-0.0066	0.3	OK	1
	SLV 20	1F	3.85	1150.9546	689.4812	-0.0153	1	-0.0066	0.3	OK	1
	SLV 21	1F	3.85	1150.9546	689.4812	-0.0038	1	-0.0017	0.3	OK	1
	SLV 22	1F	3.85	1150.9546	689.4812	-0.0039	1	-0.0017	0.3	OK	1
	SLV 23	1F	3.85	1150.9546	689.4812	0.0052	1	0.0023	0.3	OK	1
	SLV 24	1F	3.85	1150.9546	689.4812	0.0052	1	0.0022	0.3	OK	1
	SLV 25	1F	3.85	1150.9546	689.4812	-0.0149	1	-0.0065	0.3	OK	1
	SLV 26	1F	3.85	1150.9546	689.4812	-0.0149	1	-0.0065	0.3	OK	1
	SLV 27	1F	3.85	1150.9546	689.4812	-0.0153	1	-0.0066	0.3	OK	1
	SLV 28	1F	3.85	1150.9546	689.4812	-0.0153	1	-0.0067	0.3	OK	1
	SLV 29	1F	3.85	1150.9546	689.4812	-0.0038	1	-0.0017	0.3	OK	1
	SLV 30	1F	3.85	1150.9546	689.4812	-0.0039	1	-0.0017	0.3	OK	1
	SLV 31	1F	3.85	1150.9546	689.4812	0.0052	1	0.0023	0.3	OK	1
	SLV 32	1F	3.85	1150.9546	689.4812	0.0052	1	0.0022	0.3	OK	1

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

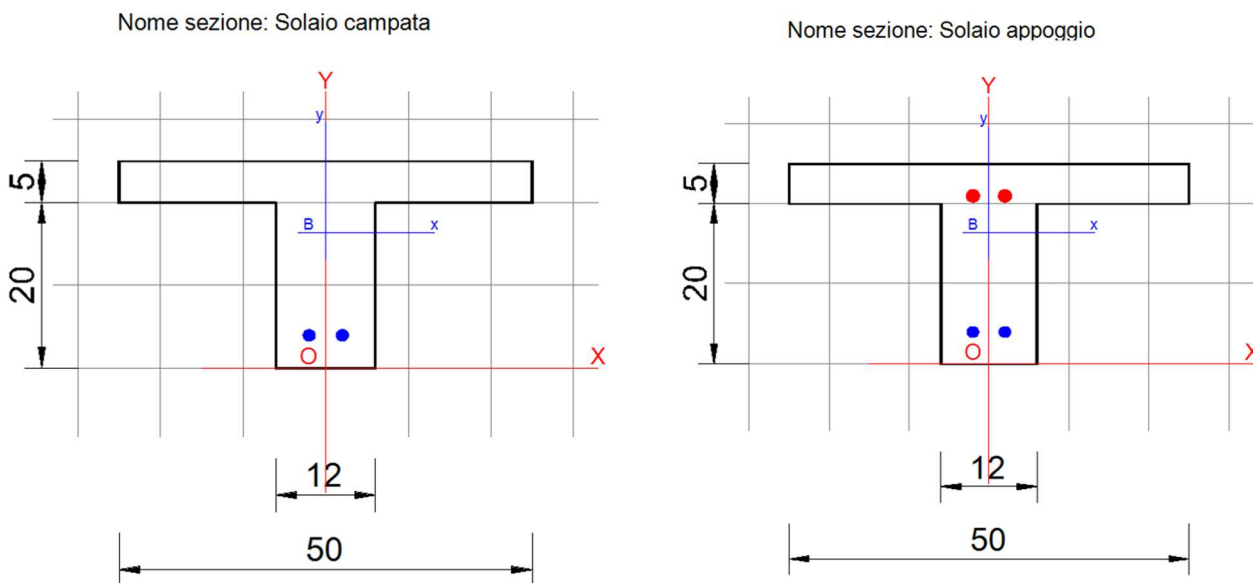
Stability Coefficient(Y)											
Load Case	Story	Story Height (m)	Vertical Load (kN)	Story Shear Force (kN)	Modified Story Drift (m)	Beta (Beta)	Stability Coefficient (Theta)	Allowable Limit	Remark	P-Delta Incremental Factor (ad)	
q=1.5, le=1, Scale Factor=1											
SLV 1	1F	3.85	0	660.201	0.0053	1	0	0.3	OK	1	
SLV 2	1F	3.85	0	660.201	0.0051	1	0	0.3	OK	1	
SLV 3	1F	3.85	0	660.201	-0.0038	1	0	0.3	OK	1	
SLV 4	1F	3.85	0	660.201	-0.0039	1	0	0.3	OK	1	
SLV 5	1F	3.85	0	660.201	0.0155	1	0	0.3	OK	1	
SLV 6	1F	3.85	0	660.201	0.0151	1	0	0.3	OK	1	
SLV 7	1F	3.85	0	660.201	0.015	1	0	0.3	OK	1	
SLV 8	1F	3.85	0	660.201	0.0148	1	0	0.3	OK	1	
SLV 9	1F	3.85	0	660.201	0.0052	1	0	0.3	OK	1	
SLV 10	1F	3.85	0	660.201	0.0052	1	0	0.3	OK	1	
SLV 11	1F	3.85	0	660.201	-0.0038	1	0	0.3	OK	1	
SLV 12	1F	3.85	0	660.201	-0.004	1	0	0.3	OK	1	
SLV 13	1F	3.85	0	660.201	0.0154	1	0	0.3	OK	1	
SLV 14	1F	3.85	0	660.201	0.0152	1	0	0.3	OK	1	
SLV 15	1F	3.85	0	660.201	0.0151	1	0	0.3	OK	1	
SLV 16	1F	3.85	0	660.201	0.0148	1	0	0.3	OK	1	
SLV 17	1F	3.85	0	660.201	-0.0053	1	0	0.3	OK	1	
SLV 18	1F	3.85	0	660.201	-0.0051	1	0	0.3	OK	1	
SLV 19	1F	3.85	0	660.201	0.0038	1	0	0.3	OK	1	
SLV 20	1F	3.85	0	660.201	0.0039	1	0	0.3	OK	1	
SLV 21	1F	3.85	0	660.201	-0.0155	1	0	0.3	OK	1	
SLV 22	1F	3.85	0	660.201	-0.0151	1	0	0.3	OK	1	
SLV 23	1F	3.85	0	660.201	-0.015	1	0	0.3	OK	1	
SLV 24	1F	3.85	0	660.201	-0.0148	1	0	0.3	OK	1	
SLV 25	1F	3.85	0	660.201	-0.0052	1	0	0.3	OK	1	
SLV 26	1F	3.85	0	660.201	-0.0052	1	0	0.3	OK	1	
SLV 27	1F	3.85	0	660.201	0.0038	1	0	0.3	OK	1	
SLV 28	1F	3.85	0	660.201	0.004	1	0	0.3	OK	1	
SLV 29	1F	3.85	0	660.201	-0.0154	1	0	0.3	OK	1	
SLV 30	1F	3.85	0	660.201	-0.0152	1	0	0.3	OK	1	
SLV 31	1F	3.85	0	660.201	-0.0151	1	0	0.3	OK	1	
SLV 32	1F	3.85	0	660.201	-0.0148	1	0	0.3	OK	1	

Gli effetti del secondo ordine sono pertanto irrilevanti per il fabbricato oggetto della presente relazione.

## 8 VERIFICHE

### 8.1 Solaio di copertura

Il solaio in esame, di tipo bausta, viene verificato con riferimento ad una sezione di larghezza 0.5 m.

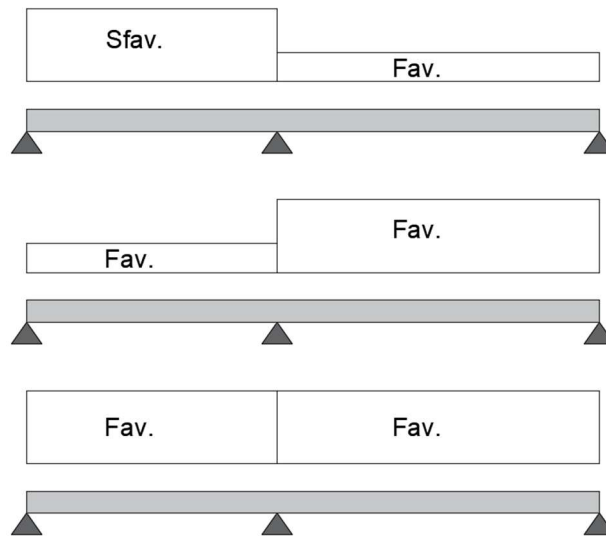


Pertanto i carichi agenti su tale striscia sono:

Peso proprio	$g_1 =$	3.21	kN/m <sup>2</sup>
Carico permanente portato	$g_2 =$	2.5	kN/m <sup>2</sup>
Carico accidentale	$q_k =$	0.5	kN/m <sup>2</sup>
Carico Neve	$q_s =$	2.08	kN/m <sup>2</sup>

Peso proprio	$g_1 =$	1.605	kN/m
Carico permanente portato	$g_2 =$	1.25	kN/m
Carico accidentale	$q_k =$	0.25	kN/m
Carico Neve	$q_s =$	1.04	kN/m

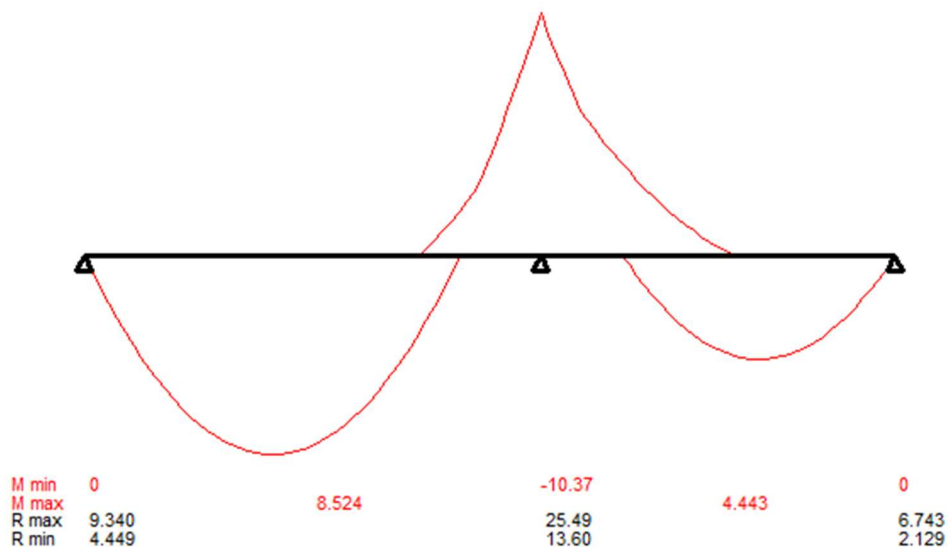
Si considera la seguente disposizione dei carichi ai fini della massimizzazione/minimizzazione delle sollecitazioni nelle varie sezioni.



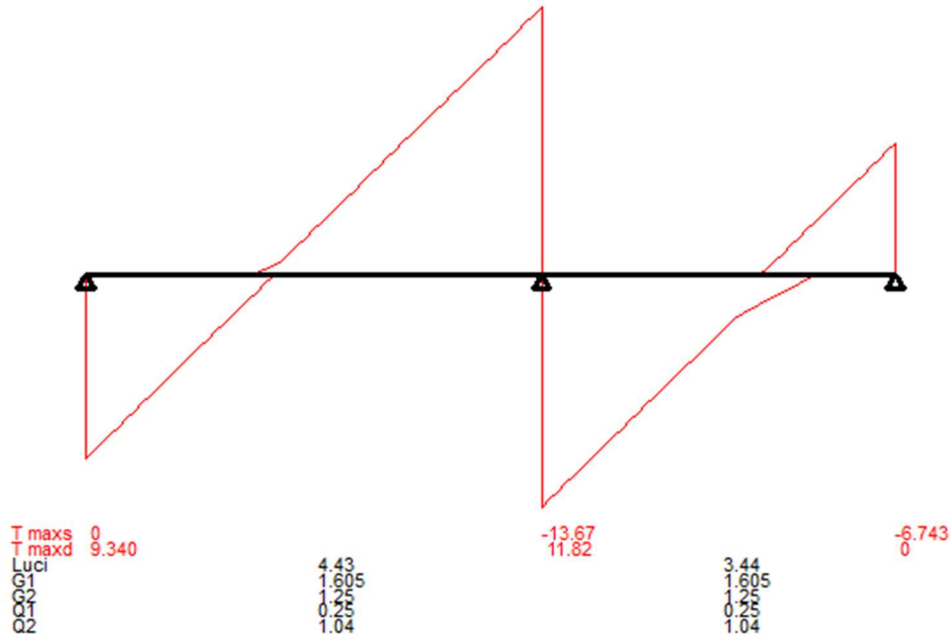
Si illustrano nelle immagini seguenti gli involuipi delle sollecitazioni agenti (M e V) per il caso in esame.

**SLU**

File : Solaio - Edificio Impianti - Solaio  
 Scala momenti 1:5 - Sollecitazioni SLU

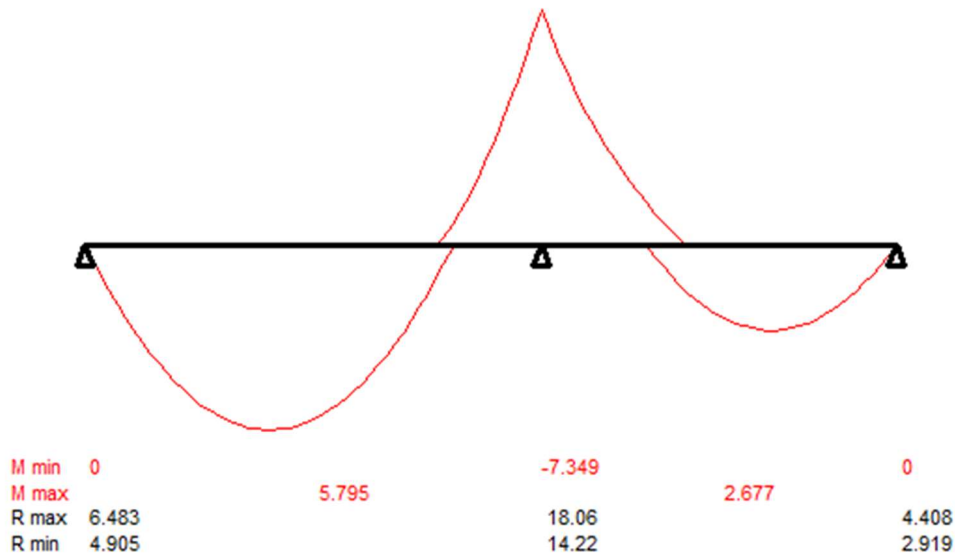


File : Solaio - Edificio Impianti - Solaio  
 Scala tagli 1:5 - Sollecitazioni SLU

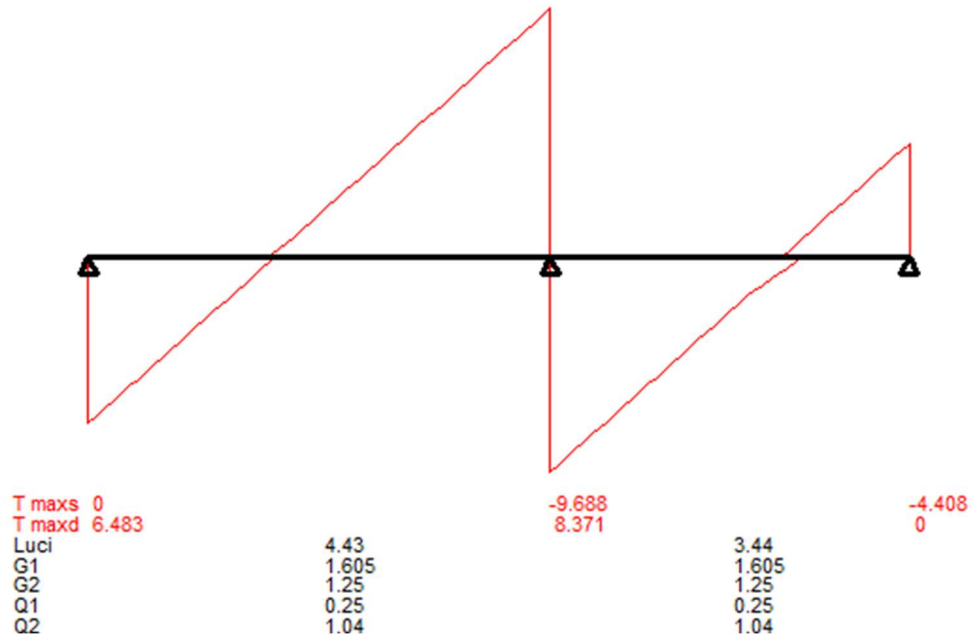


**SLE Rara**

File : Solaio - Edificio Impianti - Solaio  
 Scala momenti 1:5 - Sollecitazioni SLE - Rara

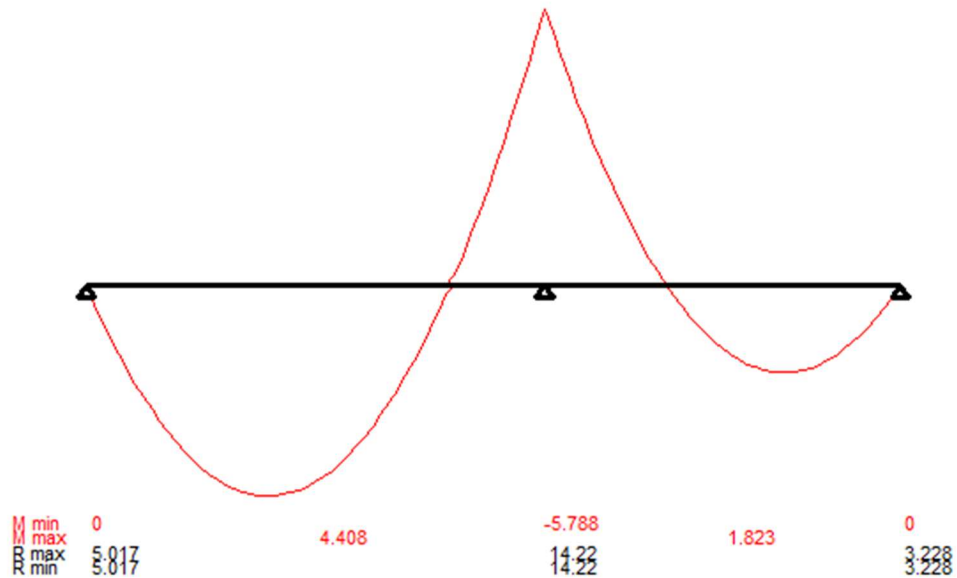


File : Solaio - Edificio Impianti - Solaio  
 Scala tagli 1:5 - Sollecitazioni SLE - Rara

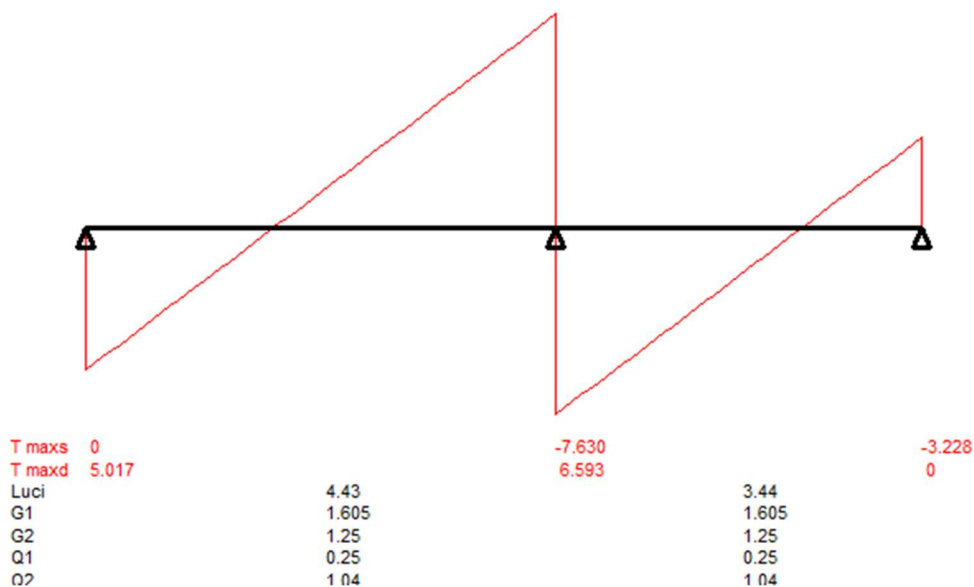


**SLE Frequente**

File : Solaio - Edificio Impianti - Solaio  
 Scala momenti 1:2 - Sollecitazioni SLE - Frequente

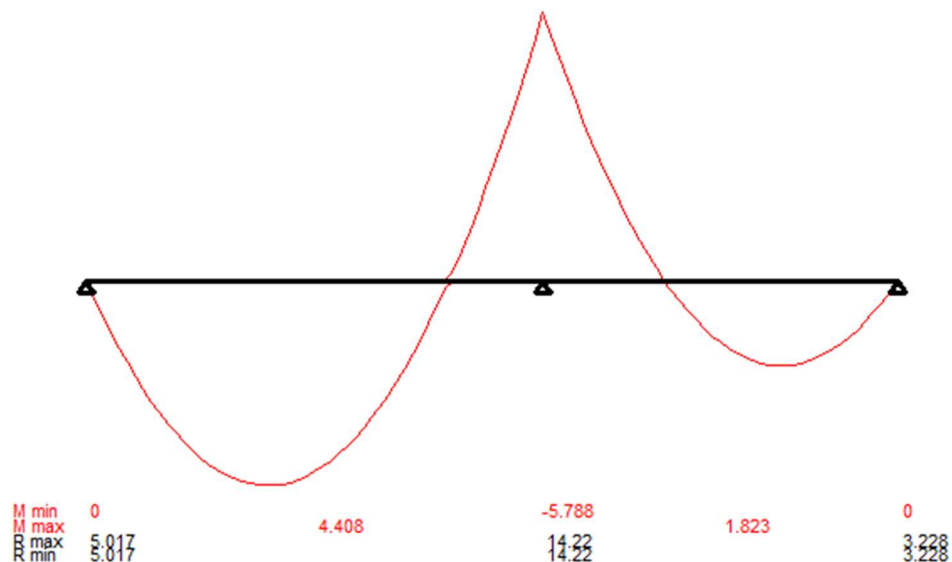


File : Solaio - Edificio Impianti - Solaio  
 Scala tagli 1:5 - Sollecitazioni SLE - Frequente



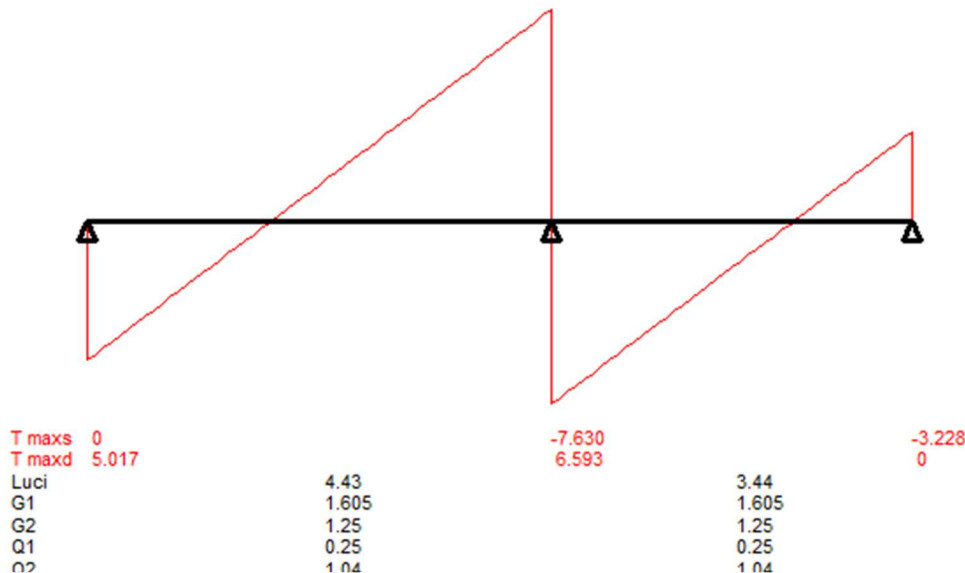
**SLE Quasi Permanente**

File : Solaio - Edificio Impianti - Solaio  
 Scala momenti 1:2 - Sollecitazioni SLE - Quasi permanente





File : Solaio - Edificio Impianti - Solaio  
 Scala tagli 1:5 - Sollecitazioni SLE - Quasi permanente



La sezione viene armata con 2Φ12 superiori agli appoggi e 2Φ10 inferiori in campata.

Le verifiche risultano soddisfatte:

### DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.

**NOME SEZIONE:** Solaio

(Percorso File: C:\Lavoro\27 - E78 Guinza\Edifici Impianti\Solaio.sez)

Descrizione Sezione:	Edificio Impianti - Solaio Appoggio
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	a T o T rovescio
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resistenza compress. di progetto fcd:	17.00 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.90 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.0 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	18.0 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	13.5 MPa

	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento $f_{yk}$ :	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura $f_{tk}$ :	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto $f_{yd}$ :	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto $f_{td}$ :	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto $E_{pu}$ :	0.068	
	Modulo Elastico $E_f$ :	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base rett. inf.:	12.0	cm
Altezza rett. inf.:	20.0	cm
Base rett. sup.:	50.0	cm
Altezza rett. sup.:	5.0	cm
Barre inferiori:	2Ø10	(1.6 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	0Ø14	(0.0 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	4.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.0	cm

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	8.52	0.00	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	5.80

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	4.41 (5.70)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	4.41 (5.70)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.5 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 3.0 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]  
As Tesa Area armature long. trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	8.52	0.04	12.66	1.486	24.1	0.04	0.70	1.6 (0.4)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00303	25.0	-0.01040	21.0	-0.06750	4.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])  
Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
Dw Eff. Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
(D barre = 0 indica spaziatura superiore a  $5(c+\varnothing/2)$  e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.94	21.0	0.00	21.0	-187.6	4.0	7.0	84	1.6	4.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e3	Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo
K2	= (e1 + e3)/(2*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00116	0.00022	-0.00077	0.83	0.60	0.000563 (0.000563)	270	0.152 (990.00)	5.70

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.24	21.0	0.00	21.0	-142.7	4.0	7.0	84	1.6	4.0

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00088	0.00017	-0.00059	0.83	0.60	0.000428 (0.000428)	270	0.116 (0.30)	5.70

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.24	21.0	0.00	21.0	-142.7	4.0	7.0	84	1.6	4.0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00088	0.00017	-0.00059	0.83	0.40	0.000428 (0.000428)	270	0.116 (0.20)	5.70

Nella sezione in appoggio invece si ottiene:

**DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.**

**NOME SEZIONE: Solaio appoggio**  
 (Percorso File: C:\Lavoro\27 - E78 Guinza\Edifici Impianti\Solaio appoggio.sez)

Descrizione Sezione:	Edificio Impianti - Solaio Appoggio
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	a T o T rovescio
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	17.00	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.90	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.0	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	18.0	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	13.5	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base rett. inf.:	12.0	cm
Altezza rett. inf.:	20.0	cm
Base rett. sup.:	50.0	cm
Altezza rett. sup.:	5.0	cm
Barre inferiori:	2Ø10	(1.6 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	2Ø12	(2.3 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	4.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.0	cm

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	-10.37	0.00	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-7.35

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-5.79 (-10.45)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-5.79 (-10.45)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.4 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.8 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]  
As Tesa Area armature long. trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	-10.37	-0.07	-16.62	1.603	4.5	0.22	0.71	2.3 (0.7)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	0.0	0.00042	4.0	-0.01267	21.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)

Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [MPa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\emptyset/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la $(C4.1.11)NTC/(7.14)EC2$ )

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	6.99	0.0	0.00	0.0	-179.1	4.0	5.7	287	2.3	4.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e3	Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo
K2	= $(e1 + e3)/(2*e3)$ secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00117	0.00052	-0.00078	0.83	0.60	0.000537 (0.000537)	548	0.294 (990.00)	-10.45

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	5.51	0.0	0.00	0.0	-141.1	4.0	5.7	287	2.3	4.0

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00092	0.00041	-0.00061	0.83	0.60	0.000423 (0.000423)	548	0.232 (0.30)	-10.45

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	5.51	0.0	0.00	0.0	-141.1	4.0	5.7	287	2.3	4.0

Verifica taglio in appoggio:

**VERIFICA A TAGLIO SEZIONE IN C.A.**

**Geometria**

Altezza elemento	H =	250	mm
Larghezza elemento	b =	120	mm
Copri ferro ambo i lati	c =	40	mm
Altezza utile	d =	210	mm

**Armatura longitudinale**

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

Numero di barre tese pos. 1	$n_1 =$	2	
Diametro barre tese pos. 1	$\Phi_1 =$	14	mm
Numero di barre tese pos. 2	$n_2 =$	0	
Diametro barre tese pos. 2	$\Phi_2 =$	0	mm

**Sollecitazioni agenti**

Taglio sollecitante	$V_{Ed} =$	13.67	kN
Sforzo normale di compressione	$N =$	0	kN

**Materiali**

**Calcestruzzo**

Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck} =$	30	MPa
Resistenza cilindrica di progetto a compressione	$f_{cd} =$	17.00	MPa
Resistenza cilindrica di progetto a compressione ridotta	$f'_{cd} =$	8.50	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2.90	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2.03	MPa
Resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} =$	1.35	MPa

**Acciaio**

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450	MPa
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} =$	391	MPa
Livello di conoscenza	LC =	Elemento Nuovo	
Fattore di confidenza	FC =	1	

**Verifica resistenza a taglio senza armatura specifica**

Coefficiente $k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	$k =$	1.98	
Area armatura longitudinale trazione	$A_{sl} =$	308	mm <sup>2</sup>
Rapporto di armatura longitudinale $\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) < 0.02$	$\rho_l =$	0.0122	
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp} =$	0.00	MPa
Resistenza della trave priva di armatura a taglio	$V_{Rd} =$	19.85	kN
$U_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$U_{min} =$	0.53	MPa
$(U_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b \cdot d$		13.42	kN
$V_{Rd} > (U_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b \cdot d$			✓
Verifica trave priva di armatura a taglio	$V_{Rd} / V_{Ed} =$	1.45	✓

*La sezione è verificata in assenza di armatura specifica a taglio*

Verifica di deformabilità:

**► Stato Limite di Deformazione (§4.1.2.2.2 NTC 2018)**

**Geometria e materiali**

Sistema strutturale

**Campate terminali di travi**



	<i>continue o piastre continue monodirezionali o bidirezionali continue sul lato maggiore</i>		
Luce del solaio	l =	4.43	m
Altezza della sezione	h =	0.25	m
Larghezza anima della sezione	b <sub>w</sub> =	0.12	m
Larghezza flangia della sezione	b <sub>f</sub> =	0.5	m
Copriferro	c =	0.04	m
Altezza utile della sezione	d =	0.21	m
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f <sub>ck</sub> =	30	MPa
Resistenza caratteristica a snervamento	f <sub>yk</sub> =	450	MPa
<b>Armatura tesa</b>			
Diametro barre tipo 1	φ <sub>1</sub> =	12	mm
Numero barre tipo 1	n <sub>1</sub> =	2	
Diametro barre tipo 2	φ <sub>2</sub> =	12	mm
Numero barre tipo 2	n <sub>2</sub> =	2	
Area armatura tesa	A <sub>s</sub> =	452	mm <sup>2</sup>
<b>Armatura compressa</b>			
Diametro barre tipo 1	φ <sub>1</sub> =	12	mm
Numero barre tipo 1	n <sub>1</sub> =	0	
Diametro barre tipo 2	φ <sub>2</sub> =	12	mm
Numero barre tipo 2	n <sub>2</sub> =	0	
Area armatura compressa	A <sub>s</sub> =	0	mm <sup>2</sup>
<b>Verifica</b>			
Rapporto geometrico di armatura tesa $\rho = A_s / (b_w \cdot d)$	ρ =	0.0180	
Rapporto geometrico di armatura compressa $\rho' = A'_s / (b_w \cdot d)$	ρ' =	0	
Area di armatura tesa effettivamente disposta nella sezione	A <sub>s,eff</sub> =	452	mm <sup>2</sup>
Area di armatura di calcolo necessaria	A <sub>s,calc</sub> =	452	mm <sup>2</sup>
Coefficiente K	K =	1.3	
Snellezza l / h =	l / h =	17.72	
$K (11 + 0.0015 f_{ck} / (\rho + \rho')) (500 A_{s,eff} / (f_{yk} A_{s,calc})) =$	19.51	>	l / h

Verifica soddisfatta

## 8.2 Travi

Le travi previste di sezione 40x50 cm sono armate in ugual modo secondo 3 Φ20 superiormente ed inferiormente per tutta la lunghezza della trave. Sono inoltre presenti staffe Φ10 ogni 15 cm. La distanza di copriferro dall'estremo del pilastro al centro della barra di armatura è di 61 mm come riportato in figura.

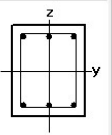
**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

Rebar	End(I)	Center	End(J)
m a i n	Top	1 3 P20 3 P20 3 P20	2 0 P20 0 P20 0 P20
	Bot	1 3 P20 3 P20 3 P20	2 0 P20 0 P20 0 P20
		1 3 P20 3 P20 3 P20	2 0 P20 0 P20 0 P20
	Stirrup	P10 2 @ 150 2 @ 150 2 @ 150	0
Skin	0	0	0

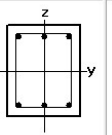
Concrete Face to Center of Rebar(dT, dB): 0.061 , 0.061 m

Detail Figure

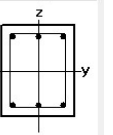
End(I)



Center



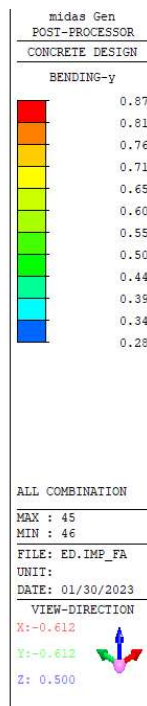
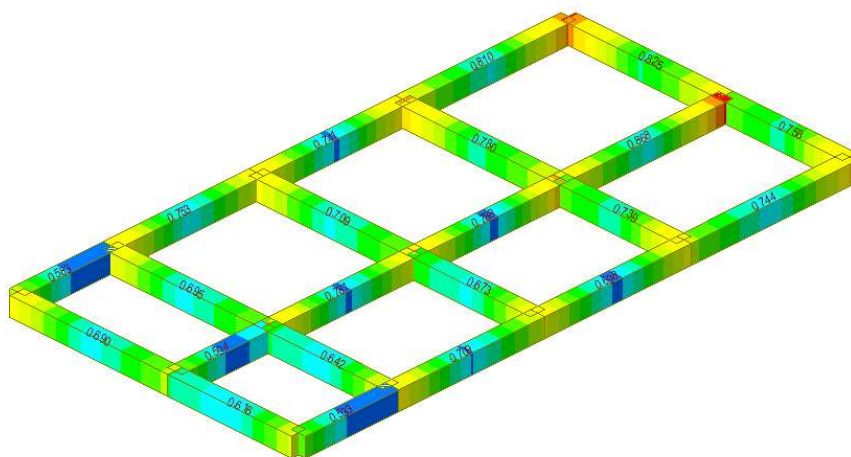
End(J)



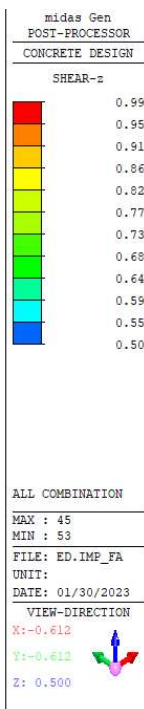
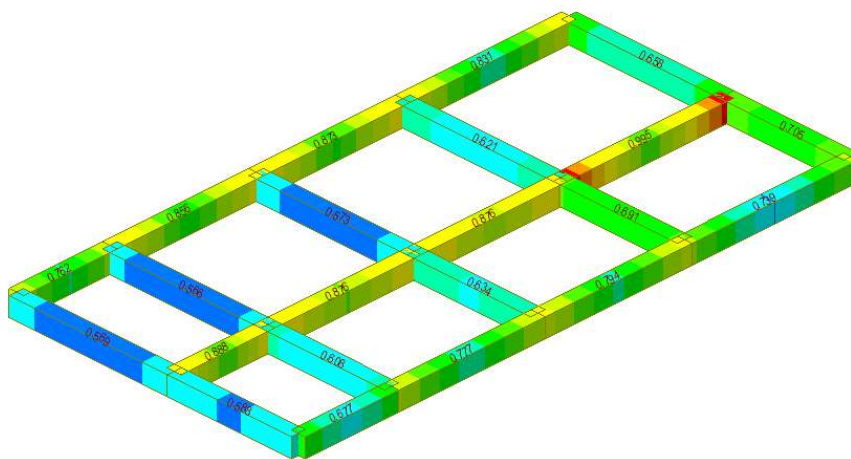
**8.2.1 Riepilogo verifiche**

Nelle immagini seguenti si riportano in forma grafica gli esiti delle verifiche condotte sulle travi del fabbricato in esame.

**8.2.1.1 Verifica a flessione**



**8.2.1.2 Verifica a taglio**



**8.2.2 Verifiche SLU**

MEM B	SE L	Section		C	f <sub>ck</sub>	POS	CHK		Rebar				H				Negative Moment Strength								
		Bc	Hc				fyk	AsTop	AsBot	N(-) M <sub>Ed</sub>	LC B	x/d	N(-) M <sub>Rd</sub>	Rat -N	P(+) M <sub>Ed</sub>	LC B	x/d	P(+) M <sub>Rd</sub>	Rat -P	V <sub>Ed</sub>	LC B	V <sub>Rdc</sub>	V <sub>Rds</sub>	Rat -Vc	Rat -Vs
Span		bf	hf	fyw																					
38	0	Travi		30000	I	OK	0.000	0.000	80.847	37	0.16	148.61	0.54	62.674	5	0.16	148.61	0.42	65.177	37	73.636	163.22	0.89	0.40	0.89
2		0.3	0.5	45000	M	OK	0.000	0.000	42.058	37	0.16	148.61	0.28	44.330	5	0.16	148.61	0.30	54.652	37	73.636	163.22	0.74	0.33	0.74
2.59		0.0	0.0	45000	J	OK	0.000	0.000	51.626	5	0.16	148.61	0.35	33.452	37	0.16	148.61	0.23	65.177	5	73.636	163.22	0.89	0.40	0.89
39	0	Travi		30000	I	OK	0.000	0.000	100.64	37	0.16	148.61	0.68	55.992	5	0.16	148.61	0.38	69.554	37	73.636	163.22	0.94	0.43	0.94
2		0.3	0.5	45000	M	OK	0.000	0.000	38.479	37	0.16	148.61	0.26	44.061	5	0.16	148.61	0.30	53.055	37	73.636	163.22	0.72	0.33	0.72
4.06		0.0	0.0	45000	J	OK	0.000	0.000	92.553	5	0.16	148.61	0.62	47.896	37	0.16	148.61	0.32	69.554	5	73.636	163.22	0.94	0.43	0.94
40	0	Travi		30000	I	OK	0.000	0.000	99.778	37	0.16	148.61	0.67	55.122	5	0.16	148.61	0.37	71.650	37	73.636	163.22	0.97	0.44	0.97
2		0.3	0.5	45000	M	OK	0.000	0.000	37.815	5	0.16	148.61	0.25	43.397	37	0.16	148.61	0.29	55.152	37	73.636	163.22	0.75	0.34	0.75

**PROGETTO ESECUTIVO**

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

4.06	0.0	0.0	45000	J	OK	0.000	0.000	101.97	5	0.1	148.61	0.6	57.321	37	0.1	148.61	0.3	71.650	5	73.636	163.22	0.9	0.4	0.9
41	0	Travi	30000	I	OK	0.000	0.000	89.843	37	0.1	148.61	0.6	32.268	5	0.1	148.61	0.2	68.420	37	73.636	163.22	0.9	0.4	0.9
2	0.3	0.5	45000	M	OK	0.000	0.000	42.364	5	0.1	148.61	0.2	49.561	37	0.1	148.61	0.3	49.686	37	73.636	163.22	0.6	0.3	0.6
4.61	0.0	0.0	45000	J	OK	0.000	0.000	110.42	5	0.1	148.61	0.7	52.848	37	0.1	148.61	0.3	68.420	5	73.636	163.22	0.9	0.4	0.9
42	0	Travi	30000	I	OK	0.000	0.000	83.212	54	0.1	148.61	0.5	54.059	22	0.1	148.61	0.3	59.697	3	73.636	163.22	0.8	0.3	0.8
2	0.3	0.5	45000	M	OK	0.000	0.000	39.129	54	0.1	148.61	0.2	42.773	22	0.1	148.61	0.2	59.640	54	73.636	163.22	0.8	0.3	0.8
2.59	0.0	0.0	45000	J	OK	0.000	0.000	56.680	22	0.1	148.61	0.3	27.526	54	0.1	148.61	0.1	59.697	3	73.636	163.22	0.8	0.3	0.8
43	0	Travi	30000	I	OK	0.000	0.000	106.33	54	0.1	148.61	0.7	41.325	22	0.1	148.61	0.2	68.802	62	73.636	163.22	0.9	0.4	0.9
2	0.3	0.5	45000	M	OK	0.000	0.000	32.371	54	0.1	148.61	0.2	41.325	22	0.1	148.61	0.2	59.639	54	73.636	163.22	0.8	0.3	0.8
4.06	0.000	0.000	45000	J	OK	0.000	0.000	99.980	22	0.1	148.61	0.6	34.970	54	0.1	148.61	0.2	68.802	30	73.636	163.22	0.9	0.4	0.9
44	0	Travi	30000	I	OK	0.000	0.000	108.05	54	0.1	148.61	0.7	40.149	22	0.1	148.61	0.2	70.168	62	73.636	163.22	0.9	0.4	0.9
2	0.3	0.5	45000	M	OK	0.000	0.000	32.987	22	0.1	148.61	0.2	41.942	54	0.1	148.61	0.2	62.493	54	73.636	163.22	0.8	0.3	0.8
4.06	0.0	0.0	45000	J	OK	0.000	0.000	109.85	22	0.1	148.61	0.7	41.942	54	0.1	148.61	0.2	70.168	30	73.636	163.22	0.9	0.4	0.9
45	0	Travi	30000	I	OK	0.000	0.000	100.76	54	0.1	148.61	0.6	28.206	22	0.1	148.61	0.1	73.448	62	73.636	163.22	1.0	0.4	1.0
2	0.3	0.5	45000	M	OK	0.000	0.000	36.086	22	0.1	148.61	0.2	47.631	54	0.1	148.61	0.3	57.945	54	73.636	163.22	0.7	0.3	0.7
4.61	0.0	0.0	45000	J	OK	0.000	0.000	120.18	22	0.1	148.61	0.8	47.631	54	0.1	148.61	0.3	73.448	30	73.636	163.22	1.0	0.4	1.0
46	0	Travi	30000	I	OK	0.000	0.000	73.724	54	0.1	148.61	0.5	58.551	22	0.1	148.61	0.3	57.902	54	73.636	163.22	0.7	0.3	0.7
2	0.3	0.5	45000	M	OK	0.000	0.000	39.083	54	0.1	148.61	0.2	40.980	22	0.1	148.61	0.2	49.114	54	73.636	163.22	0.6	0.3	0.6
2.59	0.0	0.0	45000	J	OK	0.000	0.000	45.907	22	0.1	148.61	0.3	30.734	54	0.1	148.61	0.2	57.902	22	73.636	163.22	0.7	0.3	0.7
47	0	Travi	30000	I	OK	0.000	0.000	94.228	54	0.1	148.61	0.6	56.945	22	0.1	148.61	0.3	62.647	54	73.636	163.22	0.8	0.3	0.8

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

			0			9	9	9		6	6	3	2		6	6	8	3		9	1	5	8	5
2	0.3	0.5	45000	M	OK	0.000	0.000	37.695	54	148.61	0.2	42.355	22	148.61	0.1	48.872	54	73.636	163.22	0.6	0.3	0.6		
4.06	0.0	0.0	45000	J	OK	0.000	0.000	85.679	22	148.61	0.5	48.395	54	148.61	0.1	62.647	22	73.636	163.22	0.8	0.3	0.8		
48	0	Travi	30000	I	OK	0.000	0.000	93.025	54	148.61	0.6	55.741	22	148.61	0.1	64.755	54	73.636	163.22	0.8	0.4	0.8		
2	0.3	0.5	45000	M	OK	0.000	0.000	36.991	22	148.61	0.2	41.652	54	148.61	0.1	50.980	54	73.636	163.22	0.6	0.3	0.6		
4.06	0.0	0.0	45000	J	OK	0.000	0.000	95.533	22	148.61	0.6	58.249	54	148.61	0.1	64.755	22	73.636	163.22	0.8	0.4	0.8		
49	0	Travi	30000	I	OK	0.000	0.000	81.572	54	148.61	0.5	33.503	22	148.61	0.1	60.489	54	73.636	163.22	0.8	0.3	0.8		
2	0.3	0.5	45000	M	OK	0.000	0.000	40.443	22	148.61	0.2	46.451	54	148.61	0.1	44.848	54	73.636	163.22	0.6	0.2	0.6		
4.61	0.0	0.0	45000	J	OK	0.000	0.000	101.14	22	148.61	0.6	53.074	54	148.61	0.1	60.489	22	73.636	163.22	0.8	0.3	0.8		
50	0	Travi	30000	I	OK	0.000	0.000	84.181	59	148.61	0.5	76.785	27	148.61	0.1	47.477	59	73.636	163.22	0.6	0.2	0.6		
2	0.3	0.5	45000	M	OK	0.000	0.000	44.738	59	148.61	0.3	45.663	27	148.61	0.1	44.252	59	73.636	163.22	0.6	0.2	0.6		
3.44	0.0	0.0	45000	J	OK	0.000	0.000	64.348	27	148.61	0.4	56.952	59	148.61	0.1	47.477	27	73.636	163.22	0.6	0.2	0.6		
51	0	Travi	30000	I	OK	0.000	0.000	76.999	41	148.61	0.5	65.008	9	148.61	0.1	44.197	41	73.636	163.22	0.6	0.2	0.6		
2	0.3	0.5	45000	M	OK	0.000	0.000	46.457	9	148.61	0.3	47.956	41	148.61	0.1	40.091	41	73.636	163.22	0.5	0.2	0.5		
4.38	0.0	0.0	45000	J	OK	0.000	0.000	92.605	9	148.61	0.6	80.615	41	148.61	0.1	44.197	9	73.636	163.22	0.6	0.2	0.6		
52	0	Travi	30000	I	OK	0.000	0.000	87.691	41	148.61	0.5	80.295	9	148.61	0.1	49.100	41	73.636	163.22	0.6	0.3	0.6		
2	0.3	0.5	45000	M	OK	0.000	0.000	46.891	41	148.61	0.3	47.815	9	148.61	0.1	45.875	41	73.636	163.22	0.6	0.2	0.6		
3.44	0.0	0.0	45000	J	OK	0.000	0.000	66.570	9	148.61	0.4	59.174	41	148.61	0.1	49.100	9	73.636	163.22	0.6	0.3	0.6		
53	0	Travi	30000	I	OK	0.000	0.000	75.929	41	148.61	0.5	63.939	9	148.61	0.1	44.059	41	73.636	163.22	0.6	0.2	0.6		
2	0.3	0.5	45000	M	OK	0.000	0.000	47.073	9	148.61	0.3	48.572	41	148.61	0.1	39.953	41	73.636	163.22	0.5	0.2	0.5		

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

4.38	0.0	0.0	45000	J	OK	0.000	0.000	93.070	9	0.1	148.61	0.6	81.079	41	0.1	148.61	0.5	44.059	9	73.636	163.22	0.6	0.2	0.6
54	0	Travi	30000	I	OK	0.000	0.000	91.849	41	0.1	148.61	0.6	84.453	9	0.1	148.61	0.5	51.286	41	73.636	163.22	0.7	0.3	0.7
2	0.3	0.5	45000	M	OK	0.000	0.000	49.130	41	0.1	148.61	0.3	50.054	9	0.1	148.61	0.3	48.061	41	73.636	163.22	0.6	0.2	0.6
3.44	0.0	0.0	45000	J	OK	0.000	0.000	69.786	9	0.1	148.61	0.4	62.390	41	0.1	148.61	0.4	51.286	9	73.636	163.22	0.7	0.3	0.7
55	0	Travi	30000	I	OK	0.000	0.000	76.361	41	0.1	148.61	0.5	64.370	9	0.1	148.61	0.4	44.589	41	73.636	163.22	0.6	0.2	0.6
2	0.3	0.5	45000	M	OK	0.000	0.000	48.385	9	0.1	148.61	0.3	49.884	41	0.1	148.61	0.3	40.483	41	73.636	163.22	0.5	0.2	0.5
4.38	0.0	0.0	45000	J	OK	0.000	0.000	94.962	9	0.1	148.61	0.6	82.971	41	0.1	148.61	0.5	44.589	9	73.636	163.22	0.6	0.2	0.6
56	0	Travi	30000	I	OK	0.000	0.000	101.13	40	0.1	148.61	0.6	93.733	8	0.1	148.61	0.6	56.023	40	73.636	163.22	0.7	0.3	0.7
2	0.3	0.5	45000	M	OK	0.000	0.000	54.336	58	0.1	148.61	0.3	55.261	26	0.1	148.61	0.3	52.798	40	73.636	163.22	0.7	0.3	0.7
3.44	0.0	0.0	45000	J	OK	0.000	0.000	76.799	8	0.1	148.61	0.5	69.403	40	0.1	148.61	0.4	56.023	8	73.636	163.22	0.7	0.3	0.7
57	0	Travi	30000	I	OK	0.000	0.000	84.047	58	0.1	148.61	0.5	72.057	26	0.1	148.61	0.4	48.564	58	73.636	163.22	0.6	0.3	0.6
2	0.3	0.5	45000	M	OK	0.000	0.000	53.754	26	0.1	148.61	0.3	55.253	58	0.1	148.61	0.3	44.458	58	73.636	163.22	0.6	0.2	0.6
4.38	0.0	0.0	45000	J	OK	0.000	0.000	104.68	26	0.1	148.61	0.7	92.694	58	0.1	148.61	0.6	48.564	26	73.636	163.22	0.6	0.3	0.6
58	0	Travi	30000	I	OK	0.000	0.000	103.94	40	0.1	148.61	0.7	96.545	8	0.1	148.61	0.6	57.357	40	73.636	163.22	0.7	0.3	0.7
2	0.3	0.5	45000	M	OK	0.000	0.000	56.001	40	0.1	148.61	0.3	56.925	8	0.1	148.61	0.3	54.132	40	73.636	163.22	0.7	0.3	0.7
3.44	0.0	0.0	45000	J	OK	0.000	0.000	78.575	8	0.1	148.61	0.5	71.179	40	0.1	148.61	0.4	57.357	8	73.636	163.22	0.7	0.3	0.7
59	0	Travi	30000	I	OK	0.000	0.000	90.757	58	0.1	148.61	0.6	78.766	26	0.1	148.61	0.5	51.546	58	73.636	163.22	0.7	0.3	0.7
2	0.3	0.5	45000	M	OK	0.000	0.000	56.840	26	0.1	148.61	0.3	58.339	58	0.1	148.61	0.3	47.440	58	73.636	163.22	0.6	0.2	0.6
4.38	0.0	0.0	45000	J	OK	0.000	0.000	111.03	26	0.1	148.61	0.7	99.045	58	0.1	148.61	0.6	51.546	26	73.636	163.22	0.7	0.3	0.7

**8.2.3 Verifiche SLE**

MEMB	SECT	SEL	Section		fck	POS	CHK	Stress Control								Crack Control				Deflection Control	
			Bc	Hc				Concrete				reinforcement								Def	Defa
			fyk	fyw				Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-s	Top-sa	Bot-s	Bot-sa	Top-w	Top-wa	Bot-w	Bot-wa		
38			Travi		30000	I	OK	584.652	13500	73.0815	13500	6929.52	360000	866.191	360000	0	0.0003	0	0.0003	0.0000	0.0104
2	0		0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	292.326	13500	0	0	3464.76	360000	0	0	0	0.0003		
2.59			0.0	0.0	450000	J	OK	584.652	13500	73.0814	13500	6929.52	360000	866.189	360000	0	0.0003	0	0.0003		
39			Travi		30000	I	OK	1436.65	13500	179.581	13500	17027.7	360000	2128.46	360000	0	0.0003	0	0.0003	0.0000	0.0162
2	0		0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	718.323	13500	0	0	8513.84	360000	0	0	0	0.0003		
4.06			0.0	0.0	450000	J	OK	1436.65	13500	179.581	13500	17027.7	360000	2128.46	360000	0	0.0003	0	0.0003		
40			Travi		30000	I	OK	1436.65	13500	179.581	13500	17027.7	360000	2128.46	360000	0	0.0003	0	0.0003	0.0000	0.0162
2	0		0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	718.323	13500	0	0	8513.84	360000	0	0	0	0.0003		
4.06			0.0	0.0	450000	J	OK	1436.65	13500	179.581	13500	17027.7	360000	2128.46	360000	0	0.0003	0	0.0003		
41			Travi		30000	I	OK	1852.25	13500	231.531	13500	21953.6	360000	2744.2	360000	0	0.0003	0	0.0003	0.0000	0.0184
2	0		0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	926.125	13500	0	0	10976.8	360000	0	0	0	0.0003		
4.61			0.0	0.0	450000	J	OK	1852.25	13500	231.531	13500	21953.6	360000	2744.2	360000	0	0.0003	0	0.0003		
42			Travi		30000	I	OK	937.898	13500	117.237	13500	11391.2	360000	1423.9	360000	0	0.0003	0	0.0003	0.0000	0.0104
2	0		0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	468.949	13500	0	0	5695.58	360000	0	0	0	0.0003		
2.59			0.0	0.0	450000	J	OK	937.899	13500	117.237	13500	11391.2	360000	1423.89	360000	0	0.0003	0	0.0003		
43			Travi		30000	I	OK	2304.67	13500	288.084	13500	27991.1	360000	3498.89	360000	0	0.0003	0	0.0003	0.0000	0.0162
2	0		0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	1152.33	13500	0	0	13995.6	360000	0	0	0	0.0003		
4.06			0.0	0.0	450000	J	OK	2304.67	13500	288.083	13500	27991.1	360000	3498.89	360000	0	0.0003	0	0.0003		
44			Travi		30000	I	OK	2304.67	13500	288.084	13500	27991.1	360000	3498.89	360000	0	0.0003	0	0.0003	0.0000	0.0162
2	0		0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	1152.33	13500	0	0	13995.6	360000	0	0	0	0.0003		
4.06			0.0	0.0	450000	J	OK	2304.67	13500	288.083	13500	27991.1	360000	3498.89	360000	0	0.0003	0	0.0003		
45			Travi		30000	I	OK	6517.87	18000	371.423	13500	163205	360000	4511.08	360000	0	0.0003	0	0.0003	0.0001	0.0184
2	0		0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	1485.69	13500	0	0	18044.3	360000	0	0	0	0.0003		
4.61			0.0	0.0	450000	J	OK	6517.87	18000	371.422	13500	163205	360000	4511.08	360000	0	0.0003	0	0.0003		
46			Travi		30000	I	OK	488.125	13500	61.0157	13500	5710.35	360000	713.794	360000	0	0.0003	0	0.0003	0.0000	0.0104
2	0		0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	244.063	13500	0	0	2855.18	360000	0	0	0	0.0003		
2.59			0.0	0.0	450000	J	OK	488.125	13500	61.0156	13500	5710.35	360000	713.793	360000	0	0.0003	0	0.0003		
47			Travi		30000	I	OK	1199.46	13500	149.932	13500	14031.9	360000	1753.98	360000	0	0.0003	0	0.0003	0.0000	0.0162
2	0		0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	599.728	13500	0	0	7015.93	360000	0	0	0	0.0003		
4.06			0.0	0.0	450000	J	OK	1199.46	13500	149.932	13500	14031.9	360000	1753.98	360000	0	0.0003	0	0.0003		
48			Travi		30000	I	OK	1199.46	13500	149.932	13500	14031.9	360000	1753.98	360000	0	0.0003	0	0.0003	0.0000	0.0162
2	0		0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	599.728	13500	0	0	7015.93	360000	0	0	0	0.0003		
4.06			0.0	0.0	450000	J	OK	1199.46	13500	149.932	13500	14031.9	360000	1753.98	360000	0	0.0003	0	0.0003		
49	0		Travi		30000	I	OK	1546.44	13500	193.305	13500	18091.1	360000	2261.39	360000	0	0.0003	0	0.0003	0.0000	0.0184

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

2		0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	773.221	13500	0	0	9045.55	360000	0	0	0	0.0003		
4.61		0.0	0.0	450000	J	OK	1546.44	13500	193.305	13500	18091.1	360000	2261.39	360000	0	0.0003	0	0.0003		
50		Travi		30000	I	OK	237.937	13500	29.7421	13500	2202.81	360000	275.352	360000	0	0.0003	0	0.0003	0.0000	0.0138
2	0	0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	118.968	13500	0	0	1101.41	360000	0	0	0	0.0003		
3.44		0.0	0.0	450000	J	OK	237.937	13500	29.7421	13500	2202.81	360000	275.351	360000	0	0.0003	0	0.0003		
51		Travi		30000	I	OK	385.739	13500	48.2173	13500	3571.16	360000	446.395	360000	0	0.0003	0	0.0003	0.0000	0.0175
2	0	0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	192.869	13500	0	0	1785.58	360000	0	0	0	0.0003		
4.38		0.0	0.0	450000	J	OK	385.739	13500	48.2173	13500	3571.16	360000	446.394	360000	0	0.0003	0	0.0003		
52		Travi		30000	I	OK	237.937	13500	29.7421	13500	2202.81	360000	275.352	360000	0	0.0003	0	0.0003	0.0000	0.0138
2	0	0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	118.968	13500	0	0	1101.41	360000	0	0	0	0.0003		
3.44		0.0	0.0	450000	J	OK	237.937	13500	29.7421	13500	2202.81	360000	275.351	360000	0	0.0003	0	0.0003		
53		Travi		30000	I	OK	385.739	13500	48.2173	13500	3571.16	360000	446.395	360000	0	0.0003	0	0.0003	0.0000	0.0175
2	0	0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	192.869	13500	0	0	1785.58	360000	0	0	0	0.0003		
4.38		0.0	0.0	450000	J	OK	385.739	13500	48.2173	13500	3571.16	360000	446.394	360000	0	0.0003	0	0.0003		
54		Travi		30000	I	OK	237.937	13500	29.7421	13500	2202.81	360000	275.352	360000	0	0.0003	0	0.0003	0.0000	0.0138
2	0	0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	118.968	13500	0	0	1101.41	360000	0	0	0	0.0003		
3.44		0.0	0.0	450000	J	OK	237.937	13500	29.7421	13500	2202.81	360000	275.351	360000	0	0.0003	0	0.0003		
55		Travi		30000	I	OK	385.739	13500	48.2173	13500	3571.16	360000	446.395	360000	0	0.0003	0	0.0003	0.0000	0.0175
2	0	0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	192.869	13500	0	0	1785.58	360000	0	0	0	0.0003		
4.38		0.0	0.0	450000	J	OK	385.739	13500	48.2173	13500	3571.16	360000	446.394	360000	0	0.0003	0	0.0003		
56		Travi		30000	I	OK	237.937	13500	29.7421	13500	2202.81	360000	275.352	360000	0	0.0003	0	0.0003	0.0000	0.0138
2	0	0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	118.968	13500	0	0	1101.41	360000	0	0	0	0.0003		
3.44		0.0	0.0	450000	J	OK	237.937	13500	29.7421	13500	2202.81	360000	275.351	360000	0	0.0003	0	0.0003		
57		Travi		30000	I	OK	385.739	13500	48.2173	13500	3571.16	360000	446.395	360000	0	0.0003	0	0.0003	0.0000	0.0175
2	0	0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	192.869	13500	0	0	1785.58	360000	0	0	0	0.0003		
4.38		0.0	0.0	450000	J	OK	385.739	13500	48.2173	13500	3571.16	360000	446.394	360000	0	0.0003	0	0.0003		
58		Travi		30000	I	OK	237.937	13500	29.7421	13500	2202.81	360000	275.352	360000	0	0.0003	0	0.0003	0.0000	0.0138
2	0	0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	118.968	13500	0	0	1101.41	360000	0	0	0	0.0003		
3.44		0.0	0.0	450000	J	OK	237.937	13500	29.7421	13500	2202.81	360000	275.351	360000	0	0.0003	0	0.0003		
59		Travi		30000	I	OK	385.739	13500	48.2173	13500	3571.16	360000	446.395	360000	0	0.0003	0	0.0003	0.0000	0.0175
2	0	0.3	0.5	450000	M	OK	0	0	192.869	13500	0	0	1785.58	360000	0	0	0	0.0003		
4.38		0.0	0.0	450000	J	OK	385.739	13500	48.2173	13500	3571.16	360000	446.394	360000	0	0.0003	0	0.0003		

### 8.3 Pilastri

I pilastri previsti di sezione 40x40 cm sono armati in ugual modo secondo 8  $\Phi$ 26 disposti secondo tre file con una distanza di copriferro dall'estremo del pilastro al centro della barra di armatura di 61 mm come riportato in figura.



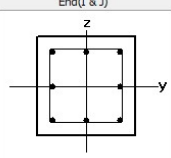
Rebar			Data		
Main	Numbers	8	P26		
	Rows	3			
	Corner	<input type="checkbox"/>	P26		
Ties/ Spirals	End(I & J)	y	2	P8	@ 150
		z	2		
	Center(M)	y	2	P8	@ 150
		z	2		

Concrete Face to Center of Rebar(do) :  m

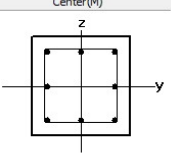
Type of Hoop Rebar :  Ties  Spirals

Detail Figure

End(I & J)

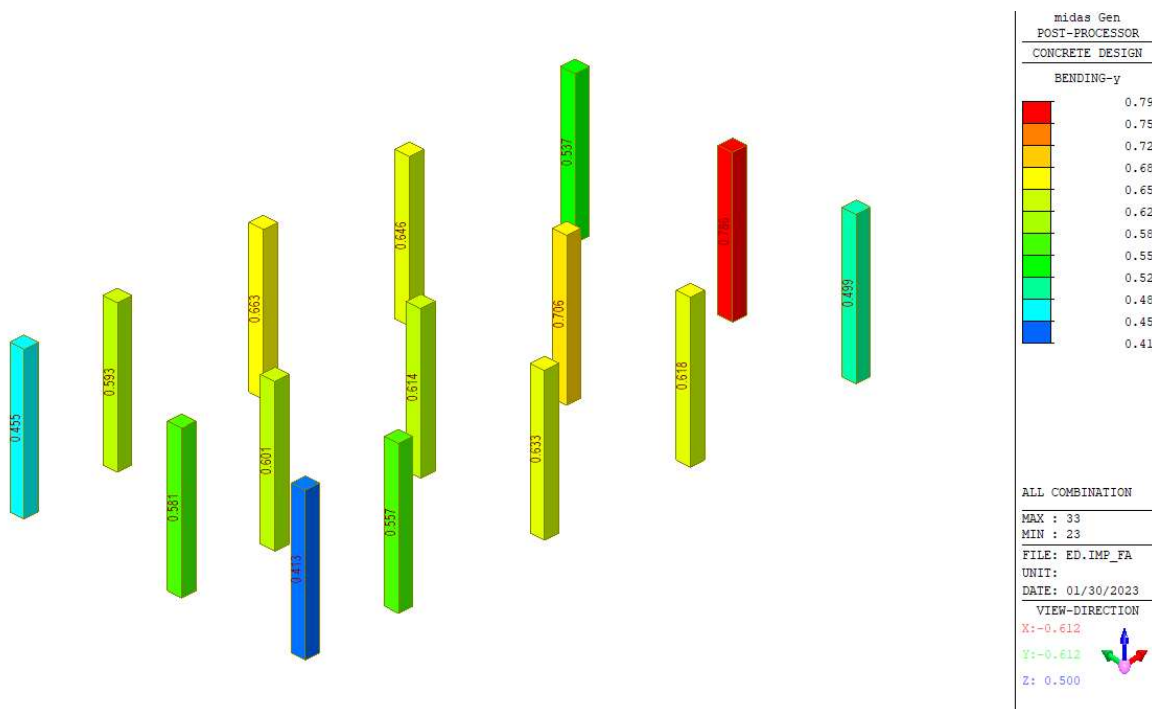


Center(M)

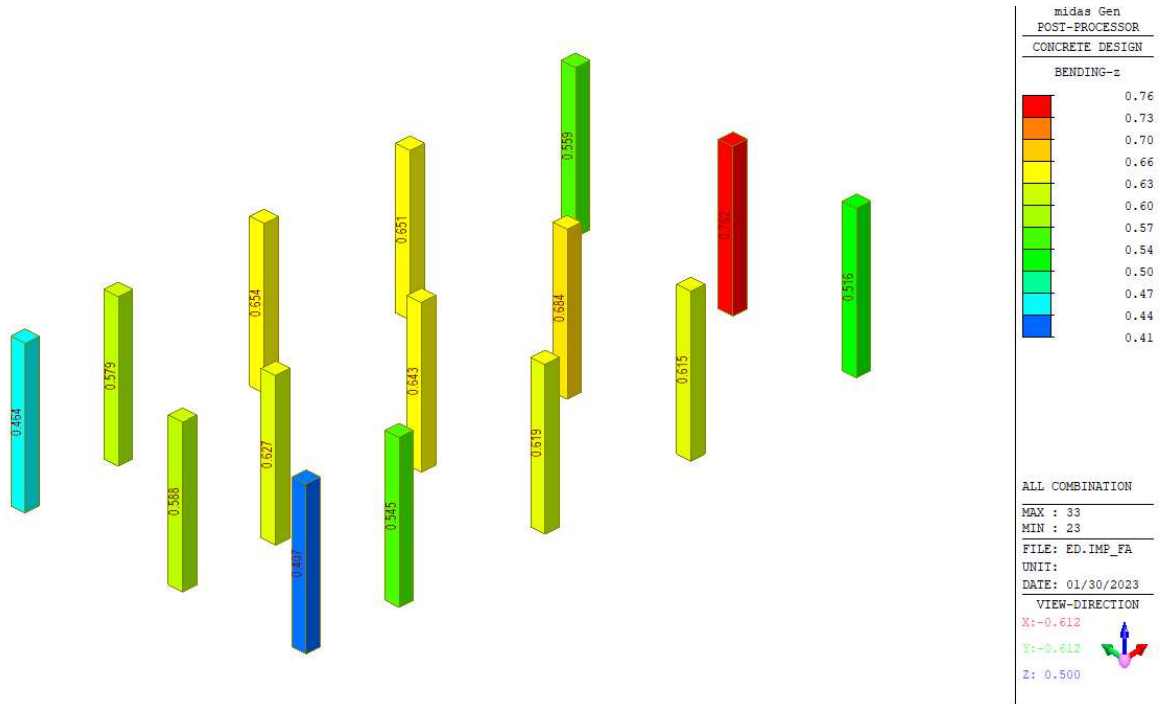


### 8.3.1 Riepilogo verifiche

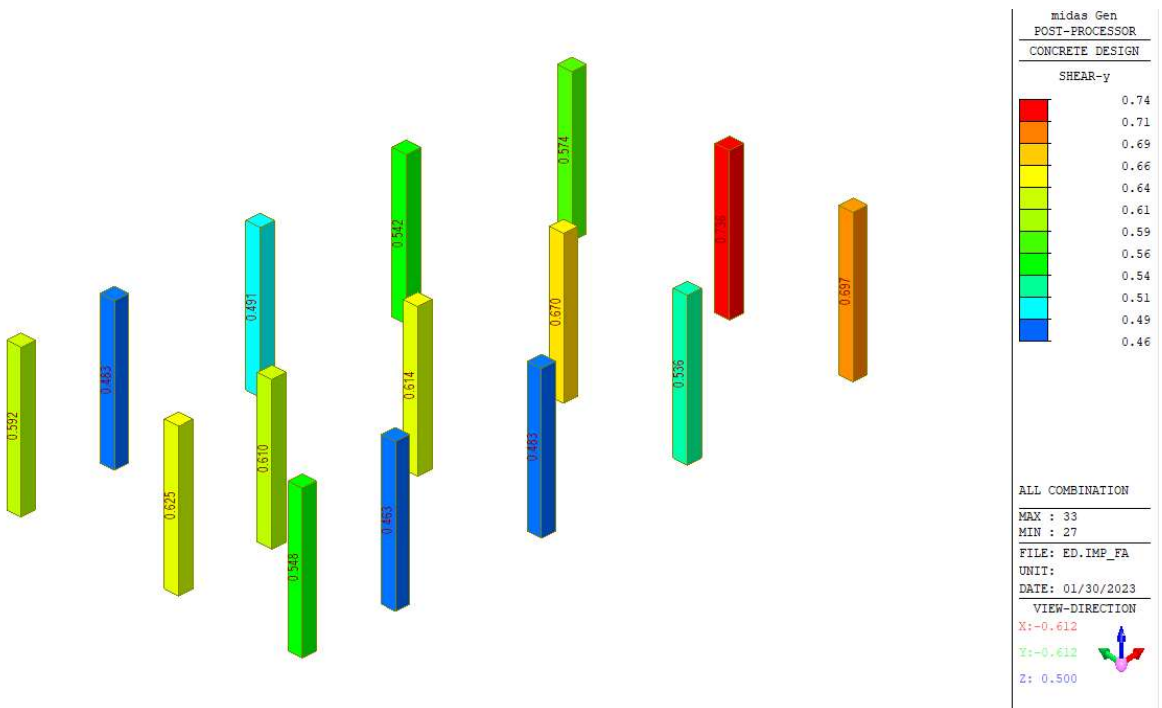
#### 8.3.1.1 Verifica a flessione

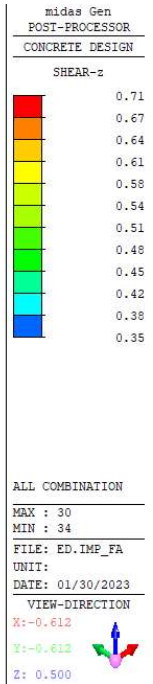
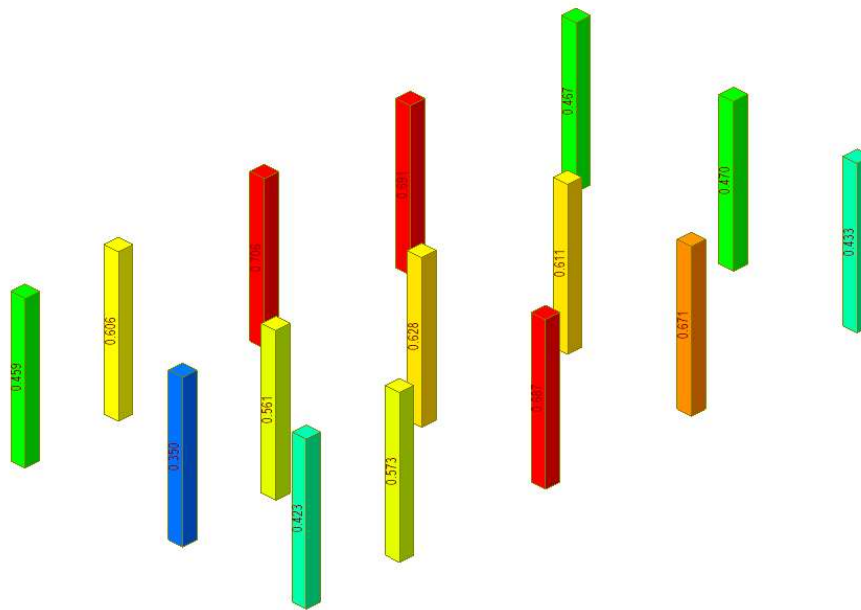


**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**



**8.3.1.2 Verifica a taglio**





### 8.3.2 Verifiche

MEM B	SE L	Section		fck	Fyk	CH K	LC b	V- Rebar	N_Rdmax	N_Ed	M_Edy	M_Edz	V_Rdc.en d	V_Rds.en d	V_Rdc.mi d	V_Rds.mi d	LC B	V_Ed.en d	Rat-V.en d
SECT		Bc	Hc	Height	fyw					Rat-N	Rat-My	Rat-Mz	Rat-Vc.end	Rat-Vs.end	Rat-Vc.mid	Rat-Vs.mid		V_Ed.mi d	Rat-V.mi d
23	0	Pilastr		30000	450000	OK	27	8-3-P26	4310.04	18.3653	26.0231	88.9235	0	79.5913	0	79.5913	9	41.2695	0.519
1		0.4000	0.4000	3.8500	450000					0.396	0.384	0.393	0	0.519	0	0.519	9	41.2695	0.519
24	0	Pilastr		30000	450000	OK	41	8-3-P26	4310.04	29.5295	28.6213	102.86	0	79.5913	106.596	79.5913	59	44.4764	0.559
1		0.4000	0.4000	3.8500	450000					0.447	0.439	0.449	0	0.559	0.447	0.599	41	47.6557	0.447
25	0	Pilastr		30000	450000	OK	40	8-3-P26	4310.04	18.9488	34.8616	116.708	106.126	79.5913	107.105	79.5913	58	57.5887	0.543
1		0.4000	0.4000	3.8500	450000					0.516	0.506	0.519	0.543	0.724	0.538	0.724	58	57.5887	0.538
26	0	Pilastr		30000	450000	OK	26	8-3-P26	4310.04	3.60498	36.2738	107.997	0	79.5913	0	79.5913	26	52.5995	0.661
1		0.4000	0.4000	3.8500	450000					0.494	0.48	0.494	0	0.661	0	0.661	26	52.5995	0.661
27	0	Pilastr		30000	450000	OK	54	8-3-P26	4310.04	31.9906	124.47	23.6584	107.888	79.5913	108.867	79.5913	54	59.4867	0.551
1		0.4000	0.4000	3.8500	450000					0.534	0.526	0.516	0.551	0.747	0.546	0.747	54	59.4867	0.546

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

28	0	Pilastr	30000.	450000	OK	37	8-3-P26	4310.04	41.893 1	133.60 1	24.474 2	109.147	79.5913	110.126	79.5913	37	63.7123	0.58 4
1		0.400 0	0.400 0	3.8500	450000				0.556	0.56	0.548	0.584	0.8	0.579	0.8	37	63.7123	0.57 9
29	0	Pilastr	30000.	450000	OK	22	8-3-P26	4310.04	73.136 9	140.81	29.963 1	110.172	79.5913	111.151	79.5913	54	71.9044	0.65 3
1		0.400 0	0.400 0	3.8500	450005 0				0.591	0.586	0.57	0.653	0.903	0.647	0.903	54	71.9044	0.64 7
30	0	Pilastr	30000.	450000	OK	5	8-3-P26	4310.04	83.538 1	147.10 8	33.053 7	112.068	79.5913	113.047	79.5913	37	75.2025	0.67 1
1		0.400 0	0.400 0	3.8500	450000				0.604	0.611	0.599	0.671	0.945	0.665	0.945	37	75.2025	0.66 5
31	0	Pilastr	30000.	450000	OK	54	8-3-P26	4310.04	43.867 2	139.39 9	19.180 3	109.398	79.5913	110.377	79.5913	54	69.8733	0.63 9
1		0.400 0	0.400 0	3.8500	450000				0.576	0.574	0.574	0.639	0.878	0.633	0.878	54	69.8733	0.63 3
32	0	Pilastr	30000.	450000	OK	55	8-3-P26	4310.04	85.040 8	140.88	39.943 7	111.505	79.5913	112.484	79.5913	37	73.3912	0.65 8
1		0.400 0	0.400 0	3.8500	450000				0.583	0.596	0.598	0.658	0.922	0.652	0.922	37	73.3912	0.65 2
33	0	Pilastr	30000.	450000	OK	58	8-3-P26	4310.04	76.864 4	68.148 6	158.72 5	111.051	79.5913	112.03	79.5913	40	79.257	0.71 4
1		0.400 0	0.400 0	3.8500	450000				0.717	0.74	0.719	0.714	0.996	0.707	0.996	40	79.257	0.70 7
34	0	Pilastr	30000.	450000	OK	41	8-3-P26	4310.04	58.438 7	34.269	129.78 3	107.467	79.5913	108.446	79.5913	59	64.8182	0.60 3
1		0.400 0	0.400 0	3.8500	450000				0.55	0.546	0.554	0.603	0.814	0.598	0.814	59	64.8182	0.59 8
35	0	Pilastr	30000.	450000	OK	41	8-3-P26	4310.04	91.213 8	53.884	134.75 7	115.417	79.5913	116.395	79.5913	41	68.1862	0.59 1
1		0.400 0	0.400 0	3.8500	450000				0.592	0.618	0.592	0.591	0.857	0.586	0.857	41	68.1862	0.58 6
36	0	Pilastr	30000.	450000	OK	5	8-3-P26	4310.04	135.75 5	135.47 1	43.810 9	118.497	79.5913	119.476	79.5913	22	71.0315	0.59 9
1		0.400 0	0.400 0	3.8500	450000				0.584	0.574	0.548	0.599	0.892	0.595	0.892	22	71.0315	0.59 5
37	0	Pilastr	30000.	450000	OK	40	8-3-P26	4310.04	115.24 5	48.934 1	152.09 8	118.472	79.5913	119.45	79.5913	40	76.9719	0.65
1		0.400 0	0.400 0	3.8500	450000				0.647	0.664	0.645	0.65	0.967	0.644	0.967	40	76.9719	0.64 4

## 8.4 Platea di fondazione

Si arma con  $\Phi 14/20$  cm superiori ed inferiori in entrambe le direzioni, con raddoppio in corrispondenza dei pilastri.

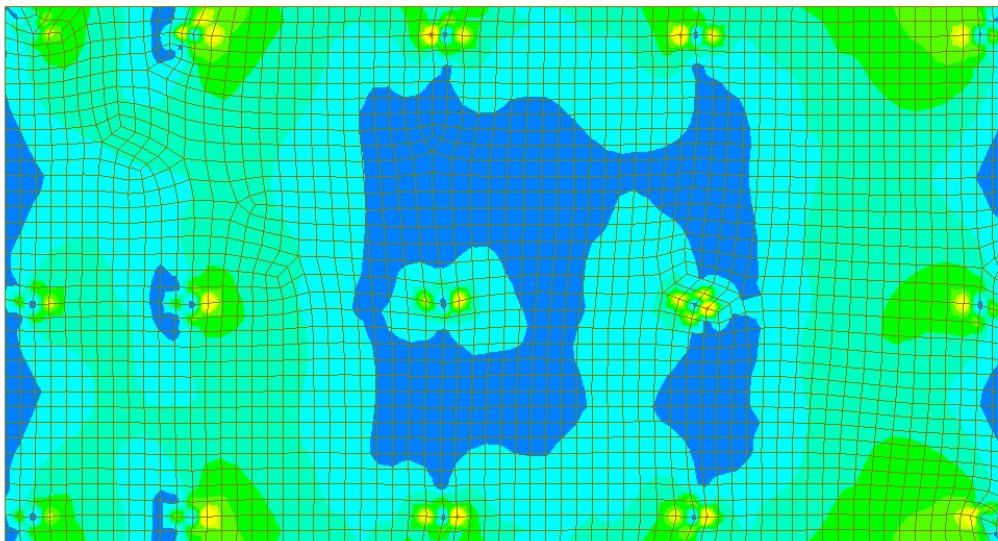
### 8.4.1 Verifiche SLU

#### 8.4.1.1 Verifica a flessione

Si riportano in primo luogo i momenti di Wood-Armer per entrambe le direzioni.

Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02

- Armatura superiore – Direzione X



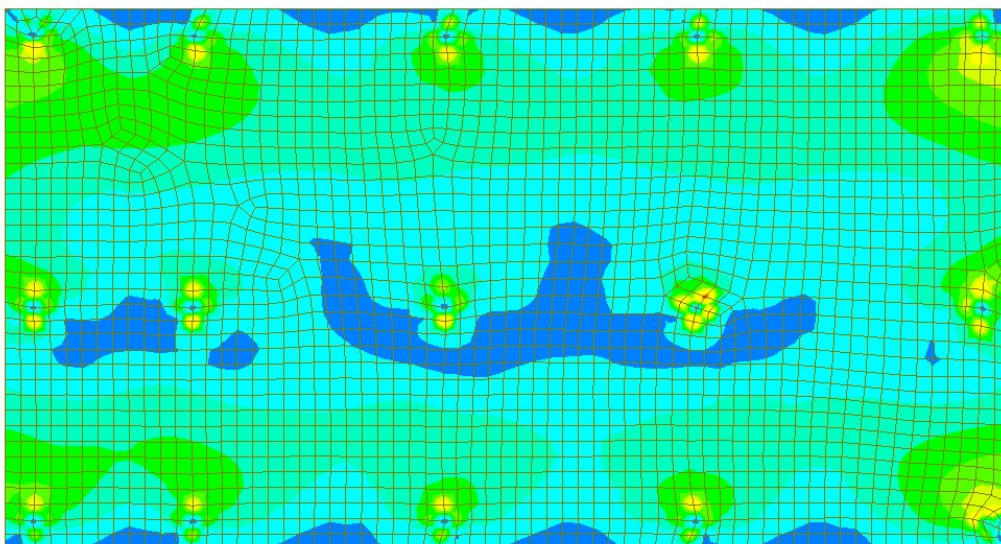
midas Gen POST-PROCESSOR SLAB CHECKING	
149.51	
135.92	
122.33	
108.74	
95.14	
81.55	
67.96	
54.37	
40.78	
27.18	
13.59	
0.00	

Position:  
Top Side  
Smoothing:  
Element (Avg.Nodal)  
Component:  
Direction 1  
Wood Armer

---

ALL COMBINATION  
MAX : 154  
MIN : 81  
FILE: FA  
UNIT: kN\*m/m  
DATE: 01/26/2023

- Armatura superiore – Direzione Y



midas Gen POST-PROCESSOR SLAB CHECKING	
147.50	
134.09	
120.68	
107.27	
93.86	
80.45	
67.04	
53.63	
40.23	
26.82	
13.41	
0.00	

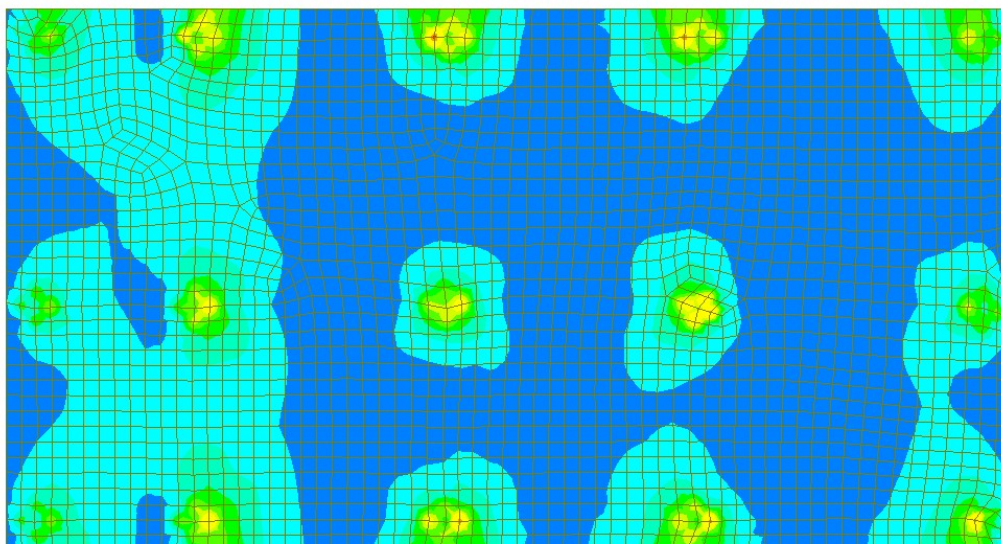
Position:  
Top Side  
Smoothing:  
Element (Avg.Nodal)  
Component:  
Direction 2  
Wood Armer

---

ALL COMBINATION  
MAX : 1947  
MIN : 81  
FILE: FA  
UNIT: kN\*m/m  
DATE: 01/26/2023

- Armatura inferiore – Direzione X

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

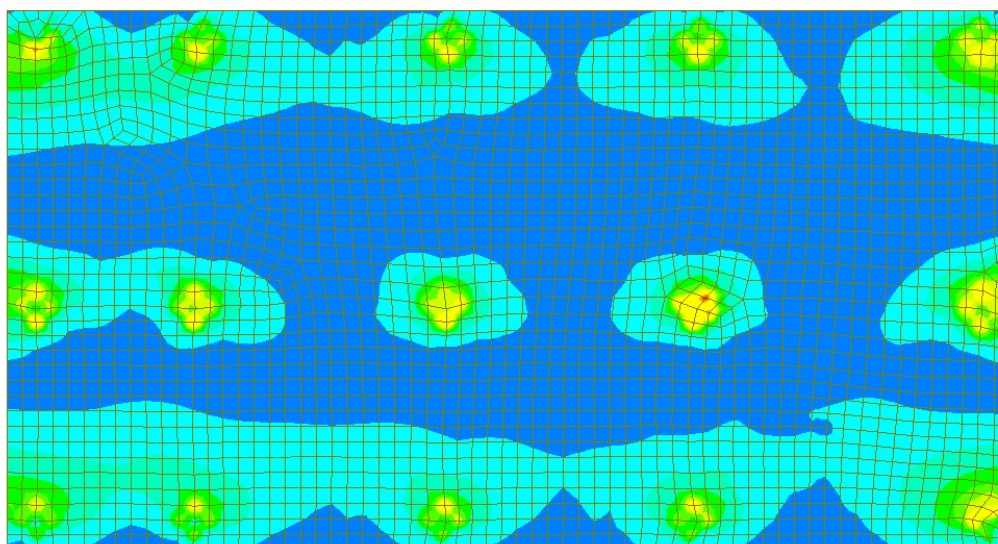


midas Gen POST-PROCESSOR SLAB CHECKING	
	179.00
	162.72
	146.45
	130.18
	113.91
	97.63
	81.36
	65.09
	48.82
	32.54
	16.27
	0.00

Position:  
Bottom Side  
Smoothing:  
Element (Avg.Nodal)  
Component:  
Direction 1  
Wood Armer

ALL COMBINATION  
MAX : 154  
MIN : 389  
FILE: FA  
UNIT: kN\*m/m  
DATE: 01/26/2023

- Armatura inferiore – Direzione Y



midas Gen POST-PROCESSOR SLAB CHECKING	
	160.82
	146.20
	131.58
	116.96
	102.34
	87.72
	73.10
	58.48
	43.86
	29.24
	14.62
	0.00

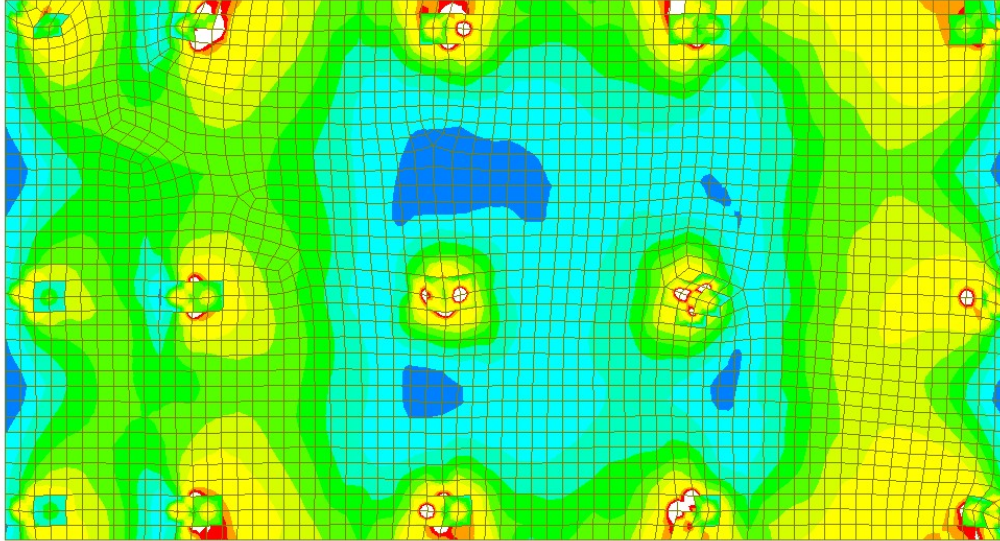
Position:  
Bottom Side  
Smoothing:  
Element (Avg.Nodal)  
Component:  
Direction 2  
Wood Armer

ALL COMBINATION  
MAX : 1947  
MIN : 159  
FILE: FA  
UNIT: kN\*m/m  
DATE: 01/26/2023

Si riportano nel seguito gli indici di sfruttamento (inviluppo) in forma grafica, nonché l'esito della verifica flessionale più gravosa. In entrambe le direzioni la verifica risulta soddisfatta a meno dei picchi puntali evidenziati in colore bianco, ciò è da imputarsi alla discretizzazione della mesh utilizzata e quindi risulta un parametro trascurabile.

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

- Direzione X



midas Gen POST-PROCESSOR SLAB CHECKING	
0.99	
0.90	
0.82	
0.73	
0.64	
0.56	
0.47	
0.38	
0.29	
0.21	
0.12	
0.03	

Position:  
Top & Bot  
Smoothing:  
Element (Avg.Nodal)  
Component:  
Direction 1  
Resistance Ratio

ALL COMBINATION

MAX : 121  
MIN : 397  
FILE: FA  
UNIT: None  
DATE: 01/26/2023

```

=====
[[[*]]] SLAB CHECKING MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN 1-[1], Dir 1.
=====

```

Thk	Elem	POS	AsReq	AsUse	M_Ed( LCB)	M_Rd	Rat	CHK
0.3000	799	BOT	0.0012	0.0008	106.614( 23)	72.6340	1.47*	NG
	2270	TOP	0.0012	0.0008	106.376( 37)	72.6340	1.46*	NG

```

<< BOTTOM >>

-- Information of Parameters.
Elem No. : 799
Thickness : 0.3000 m.
Materials : fck = 25000.0000 KPa.
            fcd = 14166.6667 KPa.
            fyk = 450000.0000 KPa.
Covering : dB = 0.0470 m.
            dT = 0.0470 m.
LCB No. : 23

-- Information of Design.
b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d = 0.2530 m.
lambda = 0.800
a = lambda * x = 0.021 m.
eta = 1.000
Cc = eta*fcd*b*a = 0.2996 kN.
M_Rd = Cc*(d-a/2) = 72.6340 kN-m./m.

-- Information of Moments and Result.
Rein. Bar : P14 @200
As_req = 0.0012 m^2/m. ( 0.0012 m^2/m.)
M_Ed = 71.9076 kN-m./m.
M_Rd = 72.6340 kN-m./m.
RatM = M_Ed / M_Rd = .99 > 1.0 ---> O.K

-- Check ratio of neutral axis depth to effective depth.
x/d = 0.105
Limit(x/d) = 0.450 ( fck <= 50 MPa.)
x/d ratio = 0.105/ 0.450 = 0.234 ---> O.K

<< TOP >>

-- Information of Parameters.
Elem No. : 2270
Thickness : 0.3000 m.
Materials : fck = 25000.0000 KPa.
            fcd = 14166.6667 KPa.
            fyk = 450000.0000 KPa.
Covering : dB = 0.0470 m.
            dT = 0.0470 m.
LCB No. : 37

```

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

```

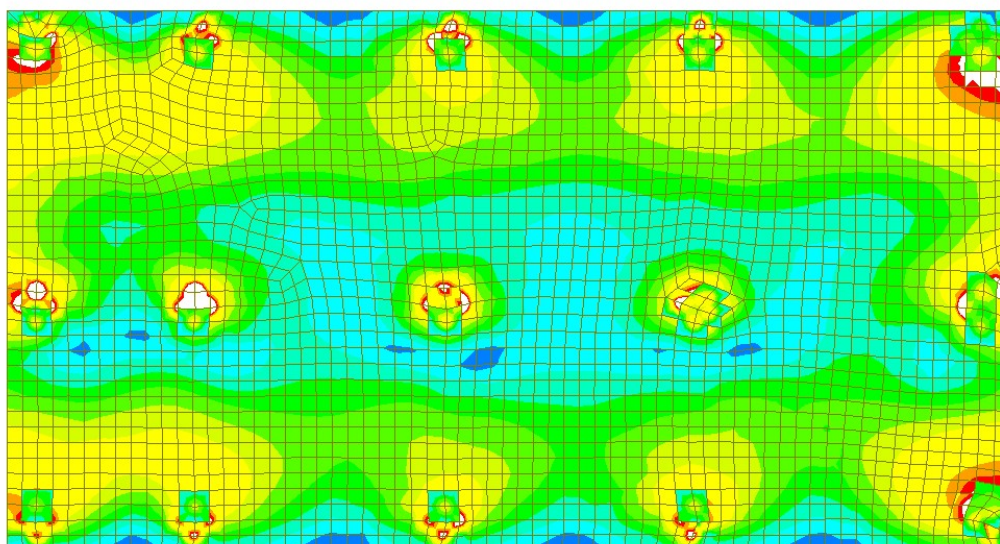
-----
midas Gen - RC-Slab Flexural Checking [ Eurocode2:04 & NTC2018 ] Gen 2022
-----

-. Information of Design.
b      = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d      = 0.2530 m.
lambda = 0.800
a      = lambda * x = 0.021 m.
eta    = 1.000
Cc     = eta*fcd*b*a = 0.2996 kN.
M_Rd   = Cc*(d-a/2) = 72.6340 kN-m./m.

-. Information of Moments and Result.
Rein. Bar : F14 8200
As_req = 0.0012 m^2/m. ( 0.0012 m^2/m.)
M_Ed   = 71.9076 kN-m./m.
M_Rd   = 72.6340 kN-m./m.
RatM   = M_Ed / M_Rd = .99 > 1.0 ---> O.K

-. Check ratio of neutral axis depth to effective depth.
x/d    = 0.105
Limit(x/d) = 0.450 ( fck <= 50 MPa.)
x/d ratio = 0.105/ 0.450 = 0.234 ---> O.K
  
```

- Direzione Y



midas Gen POST-PROCESSOR SLAB CHECKING	
0.99	0.99
0.91	0.91
0.82	0.82
0.74	0.74
0.65	0.65
0.57	0.57
0.48	0.48
0.40	0.40
0.31	0.31
0.23	0.23
0.14	0.14
0.06	0.06
Position: Top & Bot	
Smoothing: Element (Avg. Nodal)	
Component: Direction 2 Resistance Ratio	
ALL COMBINATION	
MAX : 531	
MIN : 876	
FILE: FA	
UNIT: None	
DATE: 01/26/2023	



```

=====
[[[*]]] SLAB CHECKING MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN 1-[1], Dir 2.
=====
  Thk  Elem POS  AsReq  AsUse |  M_Ed( LCB)  M_Rd  Rat  CHK
-----
  0.3000  2028 BOT  0.0013  0.0008 | 108.205(  9)  68.2851  1.58*  NG
          1221 TOP  0.0012  0.0008 | 103.262( 41)  68.2851  1.51*  NG
=====

<< BOTTOM >>

-. Information of Parameters.
Elem No. : 2028
Thickness : 0.3000 m.
Materials : fck = 25000.0000 KPa.
           fcd = 14166.6667 KPa.
           fyk = 450000.0000 KPa.
Covering : dB = 0.0610 m.
           dT = 0.0610 m.
LCB No. : 9

-. Information of Design.
b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d = 0.2390 m.
lambda = 0.800
a = lambda * x = 0.021 m.
eta = 1.000
Cc = eta*fcd*b*a = 0.2989 kN.
M_Rd = Cc*(d-a/2) = 68.2851 kN-m./m.

-. Information of Moments and Result.
Rein. Bar : P14 @200
As_req = 0.0013 m^2/m. ( 0.0013 m^2/m.)
M_Ed = 67.6022 kN-m./m.
M_Rd = 68.2851 kN-m./m.
RatM = M_Ed / M_Rd = 0.99 > 1.0 ----> O.K

-. Check ratio of neutral axis depth to effective depth.
x/d = 0.111
Limit(x/d) = 0.450 ( fck <= 50 MPa.)
x/d ratio = 0.111/ 0.450 = 0.247 ----> O.K

<< TOP >>

-. Information of Parameters.
Elem No. : 1221
Thickness : 0.3000 m.
Materials : fck = 25000.0000 KPa.
           fcd = 14166.6667 KPa.
           fyk = 450000.0000 KPa.
Covering : dB = 0.0610 m.
           dT = 0.0610 m.
LCB No. : 41

=====
midas Gen - RC-Slab Flexural Checking [ Eurocode2:04 & NTC2018 ] Gen 2022
=====

-. Information of Design.
b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d = 0.2390 m.
lambda = 0.800
a = lambda * x = 0.021 m.
eta = 1.000
Cc = eta*fcd*b*a = 0.2989 kN.
M_Rd = Cc*(d-a/2) = 68.2851 kN-m./m.

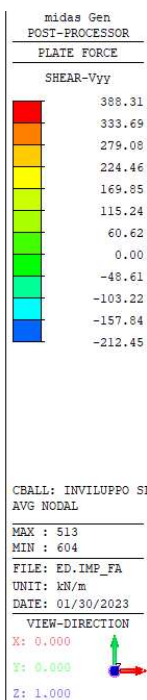
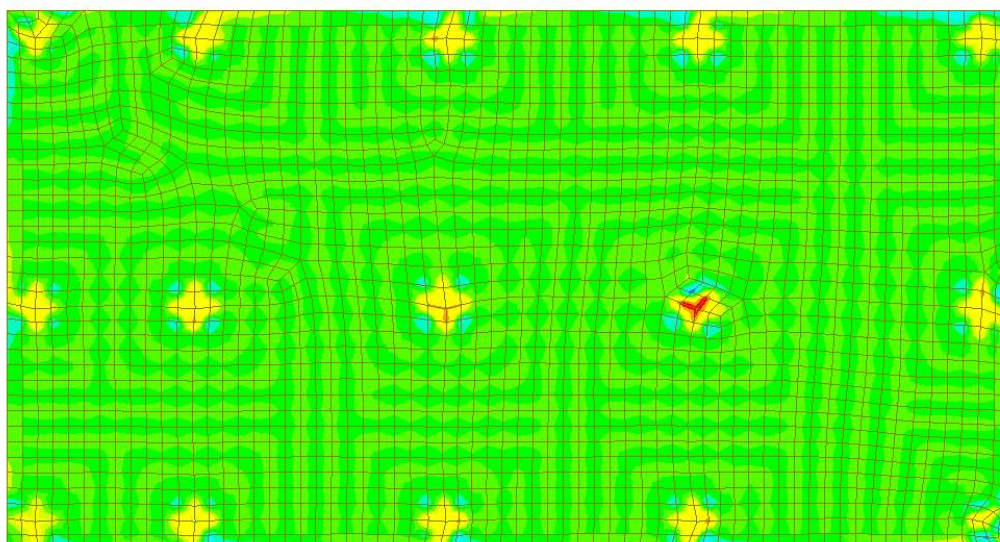
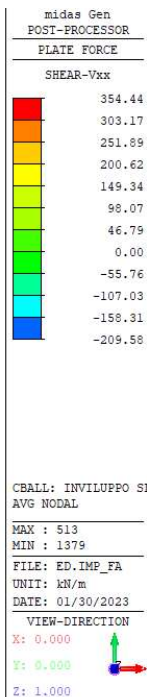
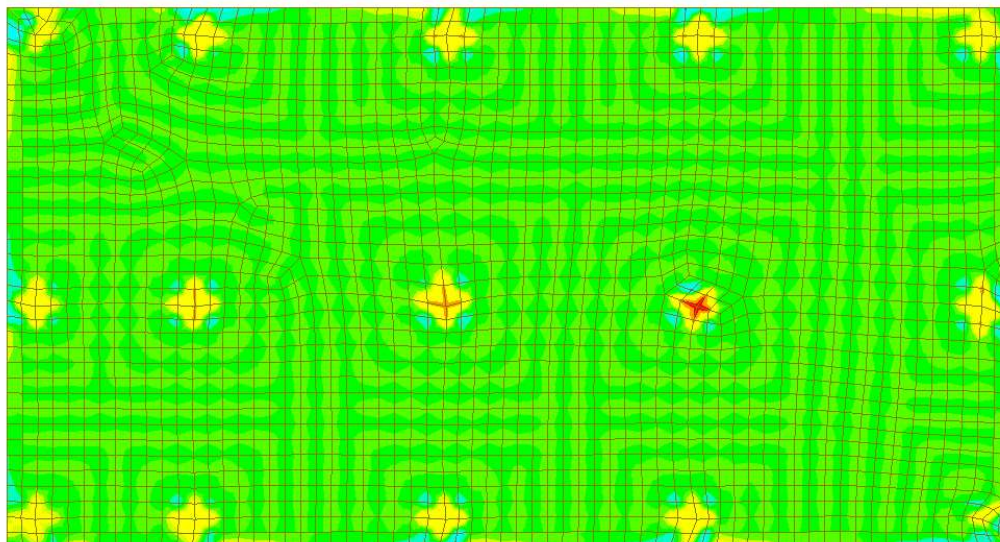
-. Information of Moments and Result.
Rein. Bar : P14 @200
As_req = 0.0012 m^2/m. ( 0.0012 m^2/m.)
M_Ed = 67.6022 kN-m./m.
M_Rd = 68.2851 kN-m./m.
RatM = M_Ed / M_Rd = 0.99 > 1.0 ----> O.K

-. Check ratio of neutral axis depth to effective depth.
x/d = 0.111
Limit(x/d) = 0.450 ( fck <= 50 MPa.)
x/d ratio = 0.111/ 0.450 = 0.247 ----> O.K

```

### 8.4.1.2 Verifica a taglio/punzonamento

Si illustrano nelle figure seguenti gli involuipi dei tagli agenti nelle due direzioni.



La resistenza a taglio senza armatura specifica è pari a:

**VERIFICA A TAGLIO SEZIONE IN C.A.**

**Geometria**

Altezza elemento	H =	300	mm
Larghezza elemento	b =	1000	mm
Copriferro ambo i lati	c =	50	mm
Altezza utile	d =	250	mm

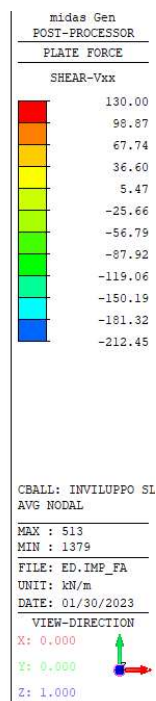
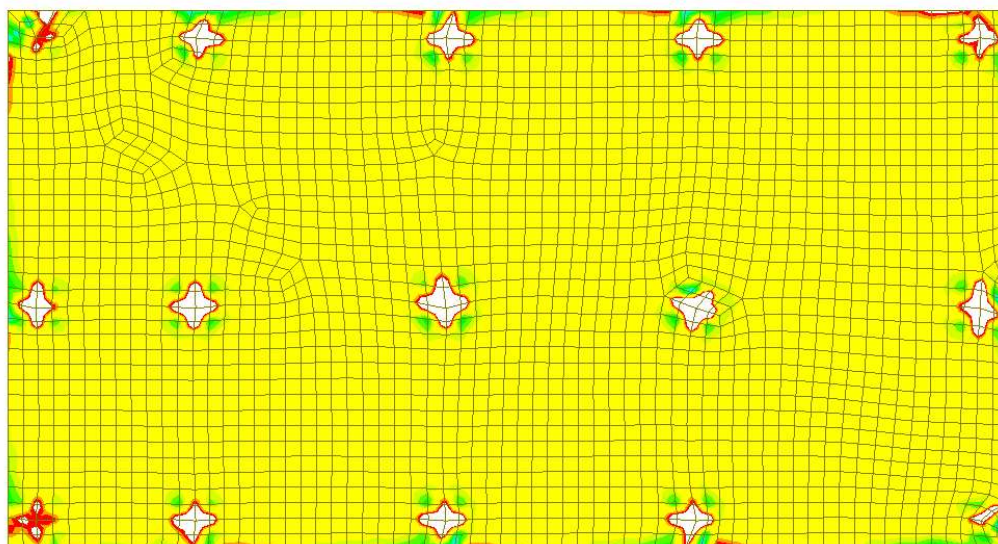
**Armatura longitudinale**

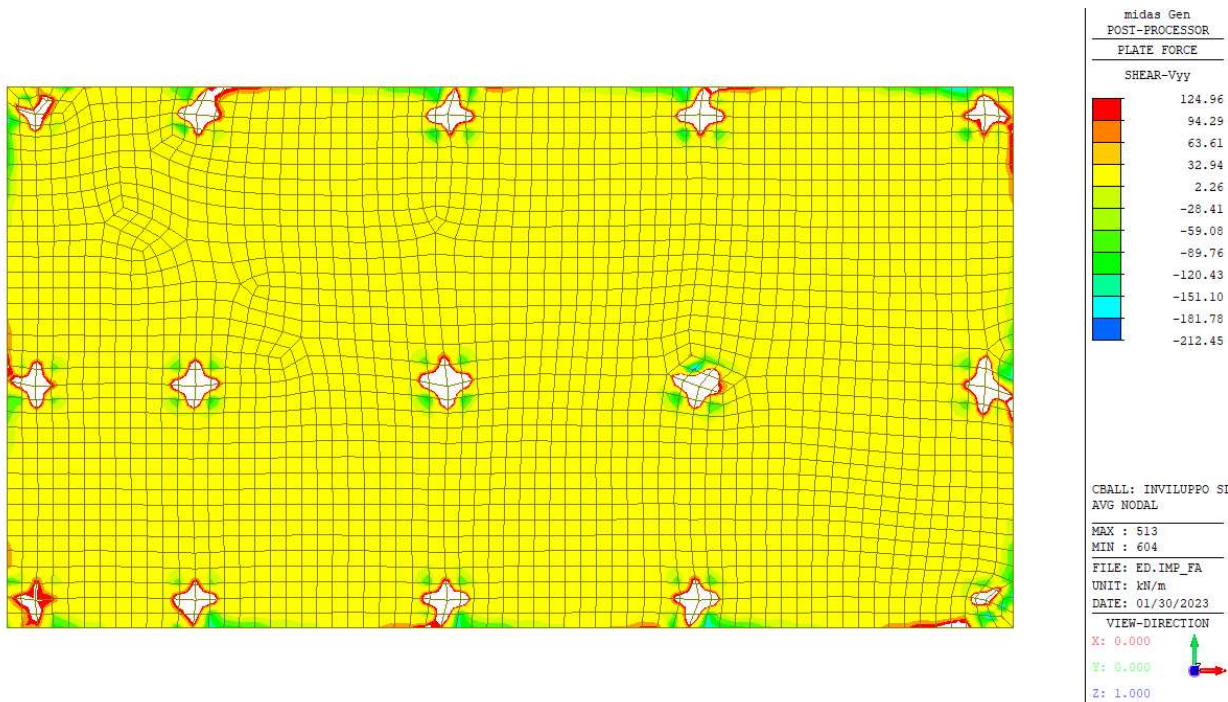
Numero di barre tese pos. 1	$n_1 =$	<b>5</b>	
Diametro barre tese pos. 1	$\Phi_1 =$	<b>14</b>	mm
Numero di barre tese pos. 2	$n_2 =$	<b>0</b>	
Diametro barre tese pos. 2	$\Phi_2 =$	<b>0</b>	mm

**Verifica resistenza a taglio senza armatura specifica**

Coefficiente $k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	$k =$	<b>1.89</b>	
Area armatura longitudinale trazione	$A_{sl} =$	<b>1005</b>	mm <sup>2</sup>
Rapporto di armatura longitudinale $\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) < 0.02$	$\rho_l =$	<b>0.0040</b>	
Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp} =$	<b>0.00</b>	MPa
Resistenza della trave priva di armatura a taglio	$V_{Rd} =$	<b>130.34</b>	kN
$U_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$U_{min} =$	<b>0.50</b>	MPa
$(U_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b \cdot d$		<b>124.96</b>	kN
$V_{Rd} > (U_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b \cdot d$			✓

La verifica senza specifica armatura a taglio è soddisfatta a meno delle zone in bianco evidenziate nel seguito, dove sono previsti ganci aggiuntivi  $\Phi 16$  su maglia 20 x 20 cm.





**Verifica della sezione con armatura specifica a taglio**

Angolo inclinazione armatura

$\alpha = 90^\circ$

Angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresse per rottura bilanciata acciaio - calcestruzzo

$\theta_{acc-cls} = 19.89^\circ$

*Angolo non ammissibile*

Angolo inclinazione puntoni di cls

$\theta = 30^\circ$

n° braccia delle staffe

$n^\circ = 2.5$

Diametro staffe

$\phi = 16$  mm

Passo staffe

$s = 200$  mm

Area staffe

$A_{sw} = 503$  mm<sup>2</sup>

Resistenza a taglio trazione

$V_{Rsd} = 383$  kN

Coefficiente maggiorativo

$a_c = 1.00$

Resistenza a taglio compressione

$V_{Rcd} = 828$  kN

Resistenza della sezione armata a taglio  $V_{Rd} = \min(V_{Rcd}; V_{Rsd})$

$V_{Rd} = 383$  kN

Verifica di sicurezza

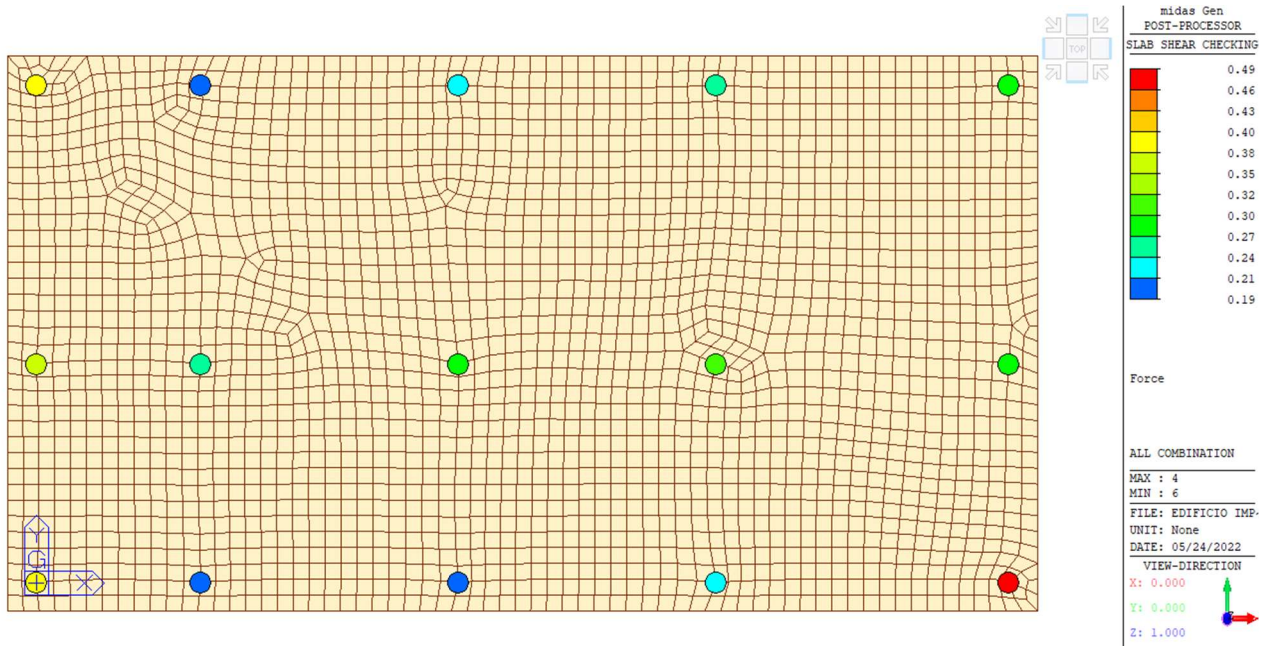
$V_{Rd} / V_{Ed} = 1.18$  ✓

Traslazione del momento

$a_1 = 19$  cm

Per la verifica a punzonamento si ottiene invece.

## Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02



```

=====
[[[*]]] PUNCHING CHECK MAXIMUM RESULT DATA BY FORCE : DOMAIN 1-[1].
=====

-. Information of Parameters.
Elem No. : 26
LCB No. : 58
Materials : fck = 0.0250 kN/mm^2.
Thickness : 300.0000 mm.
Covering : dB = 26.0000 mm.
           dT = 26.0000 mm.

-. Information of Checking.
V_Ed = -56.2277 kN.
ul = 2058.3402 mm.
ul' = 1758.3402 mm.
u0 = 600.0000 mm.
d = 274.0000 mm.
M_Edy = 6265.2324 kN-mm.
M_Edz = 114541.8694 kN-mm.
c1 = 300.0000 mm.
c2 = 300.0000 mm.
k = 0.6000
Wl = c2^2/2 + c1*c2 + 4*c1*d + 16*d^2 + 2*pi*d*c2 = 2.1815e+06 mm.
Beta = 1 + k*(M_Edz/V_Ed)*(ul/Wl) = 2.1533
Beta*V_Ed = 121.0731 kN.

-. Basic control perimeter
rhol = 0.0028
rholz = 0.0028
rhol = min[ sqrt(rholy*rholz), 0.02 ] = 0.0028
K = min[ 1+(200/d)^0.5, 2.0 ] = 1.854 (d in mm)
gamma_c = 1.500
V_Rd,c = max[ 0.035*k^1.5*sqrt(fck), (0.18/gamma_c)*K*(100*rhol*fck)^1/3 ]*ul*d
        = 249.2275 kN.

RatV = Beta*V_Ed / V_Rd,c = 0.486 < 1.0 ---> OK !

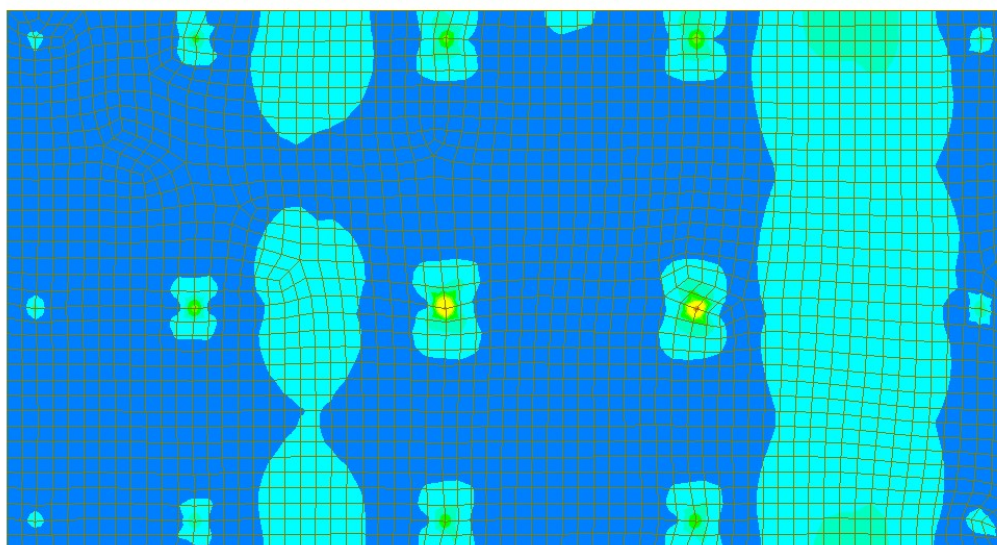
-. Column face
alpha_cc = 0.8500
gamma_cc = 1.5000
fcd = alpha_cc*fck/gamma_cc = 0.0142 kN/mm^2.
Nu = 0.5000 (fck <= 70MPa)
V_Rd,max = 0.4*Nu*fcd*u0*d = 465.8000 kN.
Beta*V_Ed/V_Rd,max = 0.260 < 1.0 ---> OK !
  
```

## 8.4.2 Verifiche SLE

### 8.4.2.1 Limitazione delle tensioni

Gli esiti delle verifiche vengono riportati come rapporto tra le tensioni agenti e quelle limite da NTC 2018; la verifica è soddisfatta qualora tale rapporto sia inferiore all'unità.

- Calcestruzzo (X)



midas Gen POST-PROCESSOR SLAB SERV.CHECKING	
0.56	
0.51	
0.46	
0.41	
0.36	
0.31	
0.26	
0.21	
0.15	
0.10	
0.05	
0.00	

Position:  
Top & Bot

Smoothing:  
Element (Avg.Nodal)

Component:  
Direction 1

Stress Checking:  
Concrete

---

ALL COMBINATION

MAX : 513

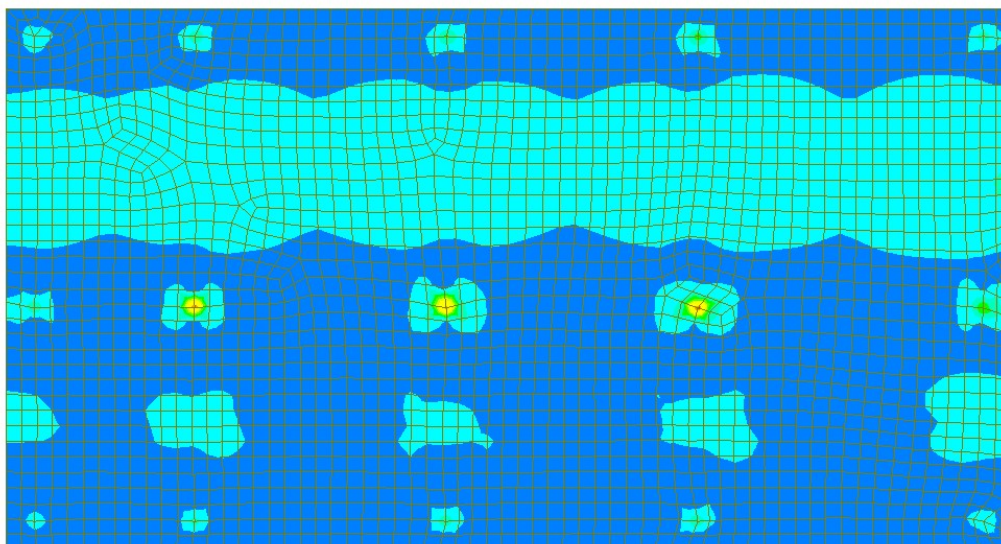
MIN : 193

FILE: ED.IMP\_FA

UNIT: None

DATE: 01/30/2023

- Calcestruzzo (Y)



midas Gen POST-PROCESSOR SLAB SERV.CHECKING	
0.60	
0.55	
0.49	
0.44	
0.38	
0.33	
0.27	
0.22	
0.16	
0.11	
0.06	
0.00	

Position:  
Top & Bot

Smoothing:  
Element (Avg.Nodal)

Component:  
Direction 2

Stress Checking:  
Concrete

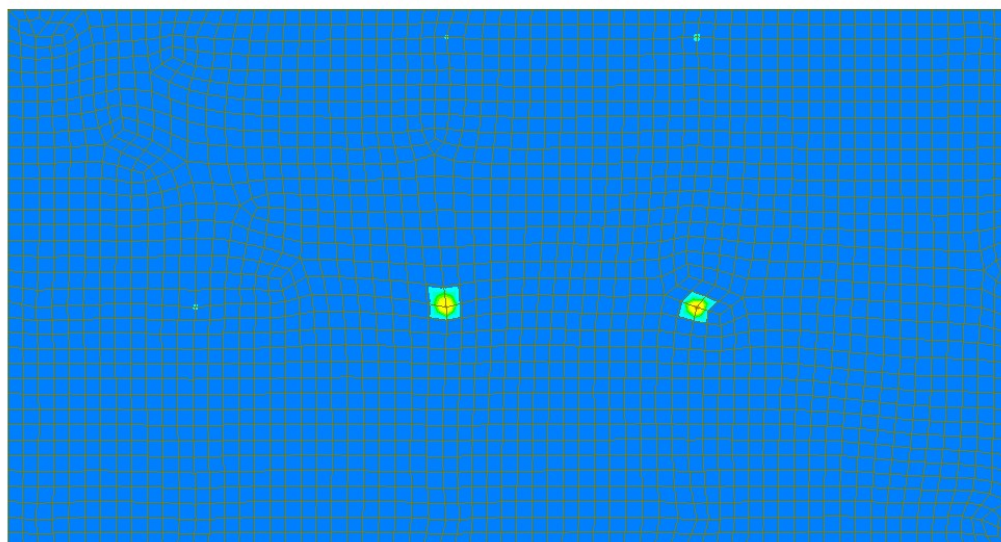
---

ALL COMBINATION

MAX : 1824  
MIN : 214

FILE: ED.IMP\_FA  
UNIT: None  
DATE: 01/30/2023

- Acciaio (X)



midas Gen POST-PROCESSOR SLAB SERV.CHECKING	
0.59	
0.53	
0.48	
0.43	
0.37	
0.32	
0.27	
0.21	
0.16	
0.11	
0.05	
0.00	

Position:  
Top & Bot

Smoothing:  
Element (Avg.Nodal)

Component:  
Direction 1

Stress Checking:  
Reinforcement

---

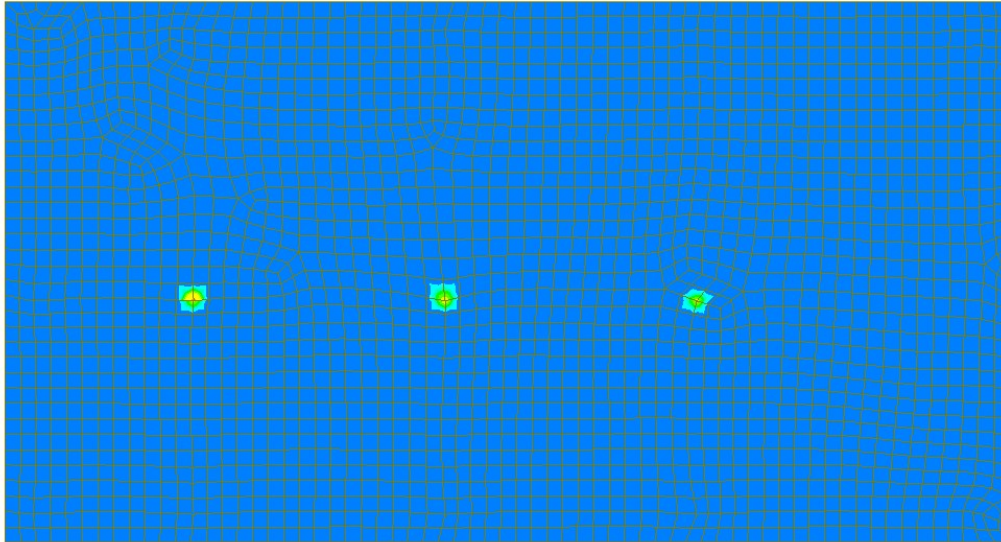
ALL COMBINATION

MAX : 513  
MIN : 193

FILE: ED.IMP\_FA  
UNIT: None  
DATE: 01/30/2023

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

- Acciaio (Y)



midas Gen	
POSTI-PROCESSOR	
SLAB SERV.CHECKING	
0.90	Red
0.82	Orange
0.74	Yellow
0.66	Light Green
0.58	Green
0.49	Light Blue
0.41	Blue
0.33	Dark Blue
0.25	Very Dark Blue
0.16	Black
0.08	Black
0.00	Black

Position:  
Top & Bot

Smoothing:  
Element (Avg.Nodal)

Component:  
Direction 2

Stress Checking:  
Reinforcement

---

ALL COMBINATION

MAX : 1824

MIN : 214

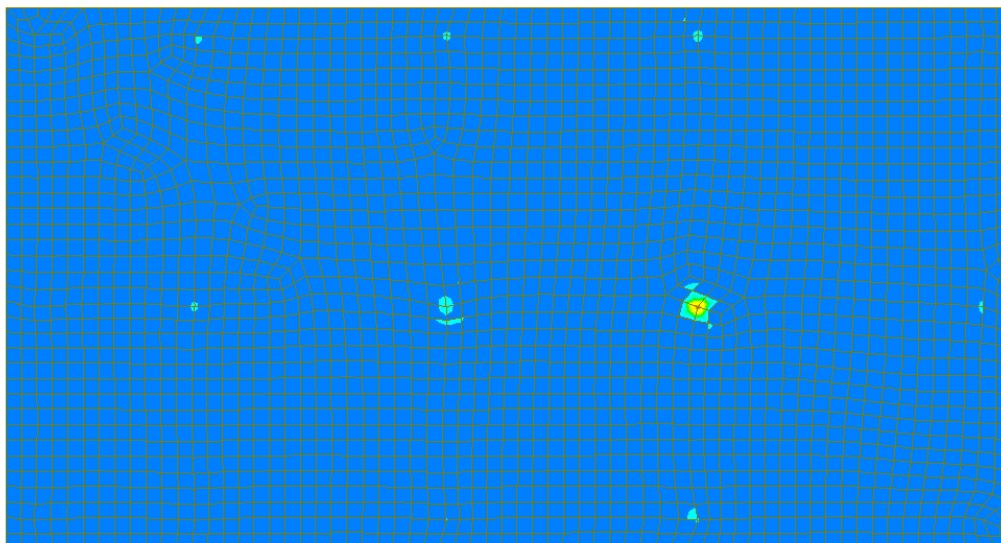
FILE: ED\_IMP\_FA

UNIT: None

DATE: 01/30/2023

### 8.4.2.2 Fessurazione

- Direzione X:



midas Gen	
POSTI-PROCESSOR	
SLAB SERV.CHECKING	
0.14	Red
0.13	Orange
0.12	Yellow
0.11	Light Green
0.09	Green
0.08	Light Blue
0.07	Blue
0.05	Dark Blue
0.04	Very Dark Blue
0.03	Black
0.01	Black
0.00	Black

Position:  
Top & Bot

Smoothing:  
Element (Avg.Nodal)

Component:  
Direction 1

Crack Control:  
Crack Width

---

ALL COMBINATION

MAX : 513

MIN : 518

FILE: ED\_IMP\_FA

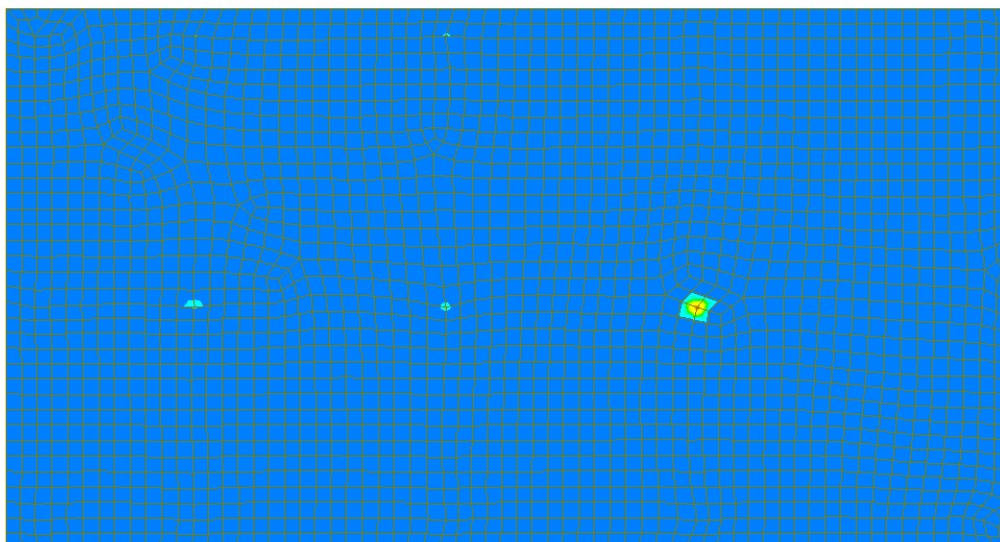
UNIT: mm

DATE: 01/30/2023



**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

- Direzione Y:



midas Gen POST-PROCESSOR SLAB SERV.CHECKING	
0.17	
0.16	
0.14	
0.13	
0.11	
0.10	
0.08	
0.06	
0.05	
0.03	
0.02	
0.00	

Position:  
Top & Bot  
Smoothing:  
Element (Avg.Modal)  
Component:  
Direction 2  
Crack Control:  
Crack Width

ALL COMBINATION  
MAX : 513  
MIN : 285  
FILE: ED\_IMP\_FA  
UNIT: mm  
DATE: 01/30/2023

I valori di apertura delle fessure sono inferiori in entrambe le direzioni ai limiti da normativa  $w_1 = 0.2 \text{ mm}$ .

### 8.4.3 Verifica di capacità portante

Si riporta evidenza nel seguito delle verifiche di capacità portante eseguite per il caso in esame. Per la stratigrafia e i parametri geotecnici di riferimento si faccia riferimento alla relazione geologica e alla relazione geotecnica.

- Condizioni statiche

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c^*N_c^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*N_q^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0,5^*\gamma^*B^*N_\gamma^*s_\gamma^*d_\gamma^*i_\gamma^*b_\gamma^*g_\gamma$$

$D$  = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = MI/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2^*e_B$ )

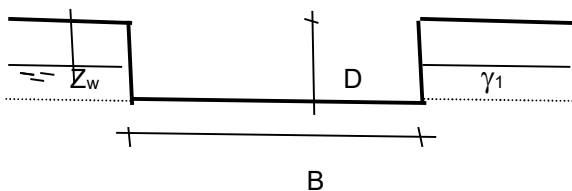
$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2^*e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

**coefficienti parziali**

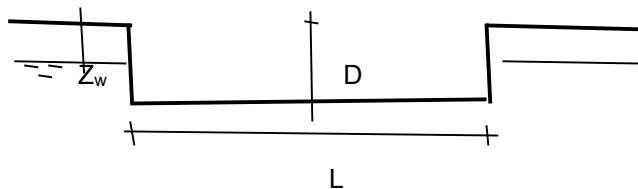
Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	
	permanent i	temporanee variabili	tan $\varphi'$	c'
Stato limite ultimo	1.00	1.30	1.25	1.60
Tensioni ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	1.00	1.00	1.00	1.00

valori suggeriti  
dall'EC7

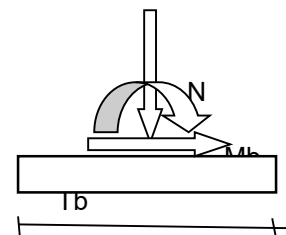


B

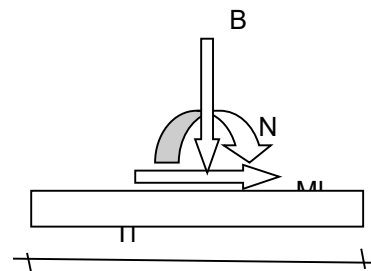
$\gamma, c', \varphi'$



L



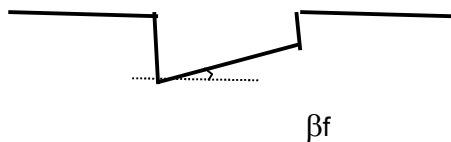
b



L

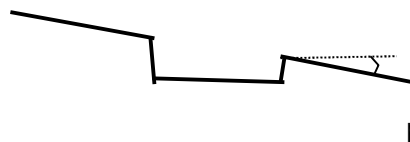
(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 16.22 (m)  
 L = 8.72 (m)  
 D = 1.00 (m)



$\beta_f$

$\beta_f = 0.00$  (°)



$\beta_p$

$\beta_p = 0.00$  (°)

**AZIONI**

valori di input		Valori di calcolo
permanent i	temporanee	

N [kN]	1846.66	0.00	1846.66
Mb [kNm]	61.57	0.00	61.57
MI [kNm]	217.88	0.00	217.88
Tb [kN]	0.00	0.00	0.00
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

*Peso unità di volume del terreno*

$\gamma_1 = 18.00 \text{ (kN/mc)}$

$\gamma = 21.00 \text{ (kN/mc)}$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$c' = 2.00 \text{ (kN/mq)}$

$\varphi' = 28.00 \text{ (°)}$

*Valori di progetto*

$c' = 2.00 \text{ (kN/mq)}$

$\varphi' = 28.00 \text{ (°)}$

*Profondità della falda*

$Z_w = 100.00 \text{ (m)}$

$e_B = 0.03 \text{ (m)}$

$e_L = 0.12 \text{ (m)}$

$B^* = 16.15 \text{ (m)}$

$L^* = 8.48 \text{ (m)}$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$q = 18.00 \text{ (kN/mq)}$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$\gamma = 21.00 \text{ (kN/mc)}$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * \tan \varphi')}$

$N_q = 14.72$

$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$

$N_c = 25.80$

$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan \varphi'$

$N_\gamma = 16.72$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$s_c = 1 + B * N_q / (L * N_c)$

$$s_c = 2.09$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 2.01$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.24$$

**i<sub>c</sub>, i<sub>q</sub>, i<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.34 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.66 \quad m = 1.34 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione  
 nastriforme e m=(m<sub>b</sub>sin<sup>2</sup>θ+m<sub>l</sub>cos<sup>2</sup>θ) in  
 tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 1.00$$

**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.02$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.02$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \qquad \beta_f + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = \qquad 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = \qquad 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = \qquad 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = \qquad 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \qquad 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = \qquad 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \qquad 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = \qquad 1328.85 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B * L^*$$

$$q = \qquad 13.47 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

**Coefficiente di sicurezza**

$$F_s = q_{lim} / q = \qquad 98.62$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

$$H_d = \qquad 0.00 \qquad (\text{kN})$$

$$S_d = N \cdot \tan(\varphi') + c' \cdot B^* \cdot L^*$$

$$S_d = 1255.98 \quad (\text{kN})$$

**Coefficiente di sicurezza allo scorrimento**

$$F_{\text{scorr}} = \dots$$

- Condizioni sismiche

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{\text{lim}} = c^* \cdot N_c^* \cdot s_c^* \cdot d_c^* \cdot i_c^* \cdot b_c^* \cdot g_c + q^* \cdot N_q^* \cdot s_q^* \cdot d_q^* \cdot i_q^* \cdot b_q^* \cdot g_q + 0.5 \cdot \gamma^* \cdot B^* \cdot N_{\gamma}^* \cdot s_{\gamma}^* \cdot d_{\gamma}^* \cdot i_{\gamma}^* \cdot b_{\gamma}^* \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = M_b/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = M_l/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

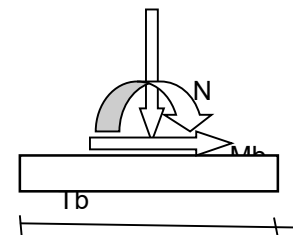
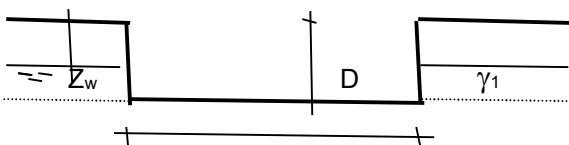
$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

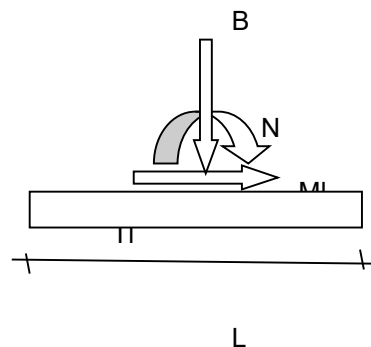
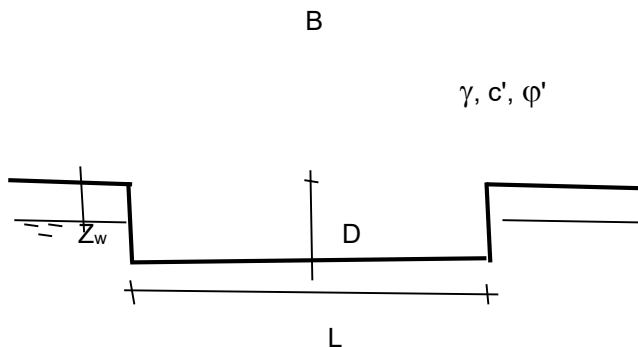
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	
	permanent i	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'
Stato limite ultimo	1.00	1.30	1.25	1.60
Tensioni ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dall'utente	1.00	1.00	1.00	1.00

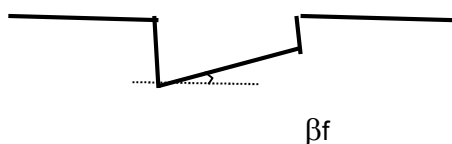
valori suggeriti  
dall'EC7



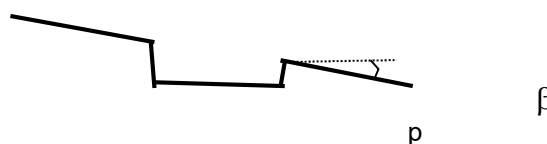


(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 16.22 (m)  
 L = 8.72 (m)  
 D = 1.00 (m)



$\beta_f = 0.00$  (°)



$\beta_p = 0.00$  (°)

**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanent i	temporanee	
N [kN]	1132.98	0.00	1132.98
Mb [kNm]	2510.26	0.00	2510.26
MI [kNm]	2743.23	0.00	2743.23
Tb [kN]	431.00	0.00	431.00
TI [kN]	416.00	0.00	416.00
H [kN]	599.01	0.00	599.01

*Peso unità di volume del terreno*

$\gamma_1 = 18.00$  (kN/mc)  
 $\gamma = 21.00$  (kN/mc)

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$c' = 2.00$  (kN/mq)  
 $\phi' = 28.00$  (°)

*Valori di progetto*

$c' = 2.00$  (kN/mq)  
 $\phi' = 28.00$  (°)

*Profondità della falda*

$Z_w = 100.00$  (m)

$e_B = 2.22$  (m)

$B^* = 11.79$  (m)

$$e_L = 2.42 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 3.88 \quad (\text{m})$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 18.00 \quad (\text{kN/mq})$$

**$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione**

$$\gamma = 21.00 \quad (\text{kN/mc})$$

**$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 14.72$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 25.80$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 16.72$$

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 2.73$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 2.62$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = -0.22$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) =$$

$$1.25$$

$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 46.01 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) =$$

$$1.75$$

$$m = 1.49 \quad (-)$$

( $m=2$  nel caso di fondazione  
 nastriforme e  $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in  
 tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$



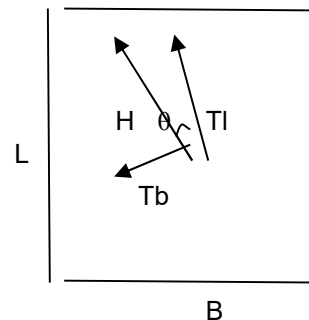
$$i_q = 0.40$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$$

$$i_c = 0.36$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L * c' \cot\phi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.22$$



**d<sub>c</sub>, d<sub>q</sub>, d<sub>γ</sub> : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.03$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$d_c = 1.03$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

**b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi')^2$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**g<sub>c</sub>, g<sub>q</sub>, g<sub>γ</sub> : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 239.27 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 24.79 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Coefficiente di sicurezza**

$$F_s = q_{lim} / q = 9.65$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

$$H_d = 599.01 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = N * \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 693.84 \quad (\text{kN})$$

**Coefficiente di sicurezza allo scorrimento**

$$F_{scorr} = 1.16$$

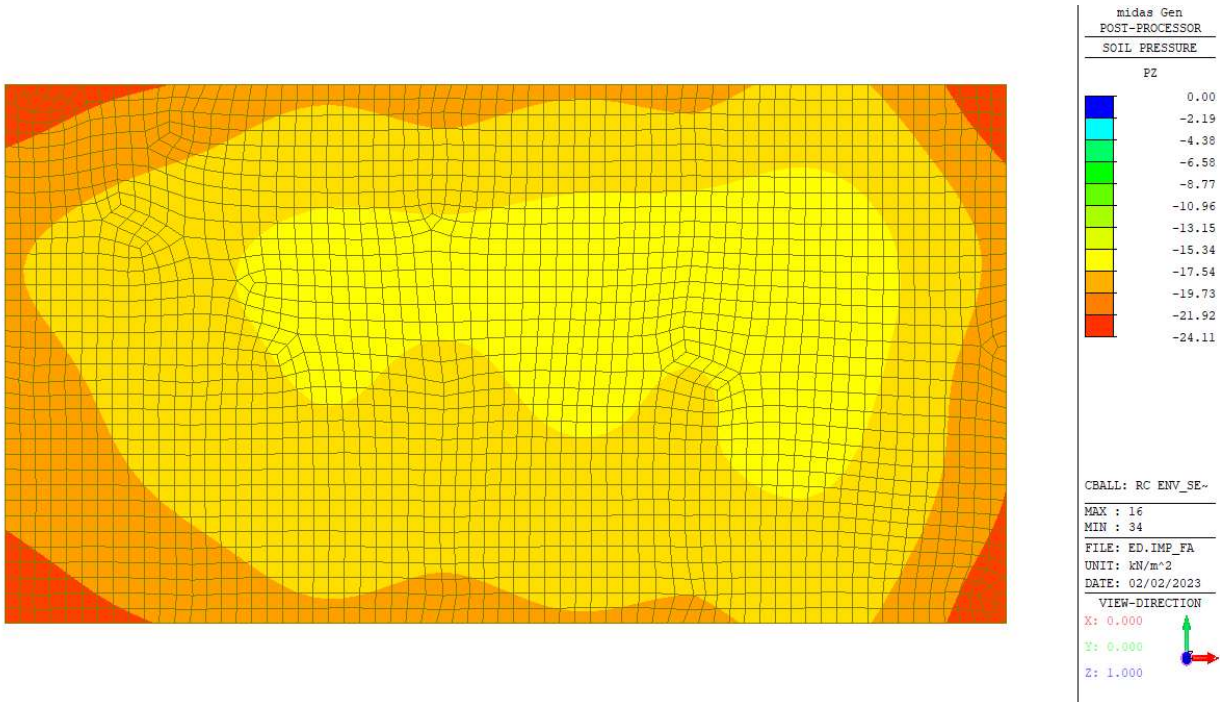
### 8.4.4 Verifiche dei cedimenti

Si sono calcolati i cedimenti differenziali in corrispondenza degli spigoli e del centro della platea, in modo da valutare che la fondazione fosse sufficiente rigida da offrire un piano di appoggio regolare per l'edificio impianti, evitando possibili rotture di servizi a causa di cedimenti differenziali della struttura.

I cedimenti sono stati calcolati in maniera analitica a partire dalle pressioni sul terreno estrapolate dal modello agli elementi finiti, calcolate allo Stato Limite di Esercizio; si sono poi calcolati gli incrementi di tensione nel terreno di fondazione tramite la teoria di Bousinesq (1885), che permette di differenziare gli

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

incrementi sullo spigolo o al centro di una fondazione rigida.



Per i terreni coesivi normalconsolidati si considera, secondo quanto suggerito in (Lancellotta, 1980), che il cedimento edometrico corrisponda al cedimento di consolidazione e che il cedimento immediato sia circa il 10% di quello edometrico:

$$S_t \sim 1.1 S_{ed};$$

$$S_{ed} = S_c;$$

$$S_o \sim 0.1 S_{ed}.$$

in cui:

$S_t$  = cedimento primario o di fine consolidazione;

$S_{ed}$  = cedimento edometrico;

$S_o$  = cedimento immediato.

$S_c$  = cedimento di consolidazione.

Anche in questo caso il cedimento edometrico è dato dalle seguenti espressioni:

$$S_{ed} = \begin{cases} \sum_i^n h_i \cdot RR_i \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{z0i} + \Delta\sigma_{zi}}{\sigma'_{z0i}}\right) & \text{se } (\sigma'_{z0i} + \Delta\sigma_{zi}) \leq \sigma'_{pi} \\ \sum_i^n h_i \cdot \left[ RR_i \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{z0i}}\right) + CR_i \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{z0i} + \Delta\sigma_{zi}}{\sigma'_{pi}}\right) \right] & \text{se } (\sigma'_{z0i} + \Delta\sigma_{zi}) > \sigma'_{pi} \end{cases}$$

con:

$h_i$  = spessore dello strato  $i$ -esimo;

$RR_i, CR_i$  = rapporto di ricomprensione (RR) e di compressione (CR) dello strato  $i$ -esimo;

$\sigma'_{z0i}$  = sforzo verticale in sito;

$\Delta\sigma_{zi}$  = incremento di sforzo verticale indotto dal carico applicato di rilevato nello strato  $i$ -esimo, calcolato mediante la teoria dell'elasticità, secondo le soluzioni di Boussinesq;

$\sigma'_{pi}$  = sforzo di preconsolidazione.

Come si evince dalla seguente tabella, i cedimenti sono di minima entità e allo stesso modo anche i cedimenti differenziali non risultano influenti sull'integrità della struttura e dei servizi. Pertanto si conferma l'adeguatezza della scelta di utilizzare delle fondazioni a platea progettate.

	<b>Edificio impianti FA.02</b>
<b>Angolo (cm)</b>	1,22
<b>Centro (cm)</b>	2,57
<b>Cedimento differenziale (cm)</b>	1,35

## 8.5 Verifiche di rigidezza

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 CU considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Essendo la Classe d'Uso (CU) per il fabbricato in esame la IV, si fa riferimento allo SLO; gli spostamenti d'interpiano devono pertanto essere inferiori ai seguenti limiti:

$$qd_r \leq \frac{2}{3} \cdot 0.0050 \cdot h = 0.0033 \cdot h$$

**Relazione di calcolo Ed. Impianti FA.02**

Per il caso in esame si ottiene:

Drift(Combined)														
Load Case	Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements					Drift at the Center of Mass				
					Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum/CURRENT)	Story Drift Ratio	Remark
RMC,Not Used, q=1, le=1, Scale Factor=1, Allowable Ratio=0.0033														
SLO 1	1F	3.85	1	0.0033	4	0.0101	0.0101	0.0026	OK	0.0084	0.0084	1.1961	0.0022	OK
SLO 2	1F	3.85	1	0.0033	2	0.0092	0.0092	0.0024	OK	0.0084	0.0084	1.0866	0.0022	OK
SLO 3	1F	3.85	1	0.0033	10	0.009	0.009	0.0023	OK	0.0084	0.0084	1.0642	0.0022	OK
SLO 4	1F	3.85	1	0.0033	3	0.0094	0.0094	0.0024	OK	0.0084	0.0084	1.1087	0.0022	OK
SLO 5	1F	3.85	1	0.0033	4	0.013	0.013	0.0033	OK	0.0085	0.0085	1.5332	0.0022	OK
SLO 6	1F	3.85	1	0.0033	4	0.0099	0.0099	0.0026	OK	0.0083	0.0083	1.1873	0.0022	OK
SLO 7	1F	3.85	1	0.0033	3	0.0122	0.0122	0.0032	OK	0.0085	0.0085	1.4392	0.0022	OK
SLO 8	1F	3.85	1	0.0033	3	0.0099	0.0099	0.0026	OK	0.0084	0.0084	1.1865	0.0022	OK
SLO 9	1F	3.85	1	0.0033	4	0.0094	0.0094	0.0025	OK	0.0084	0.0084	1.1202	0.0022	OK
SLO 10	1F	3.85	1	0.0033	4	0.009	0.009	0.0023	OK	0.0084	0.0084	1.0632	0.0022	OK
SLO 11	1F	3.85	1	0.0033	8	0.0086	0.0086	0.0022	OK	0.0084	0.0084	1.0213	0.0022	OK
SLO 12	1F	3.85	1	0.0033	3	0.0099	0.0099	0.0026	OK	0.0085	0.0085	1.1734	0.0022	OK
SLO 13	1F	3.85	1	0.0033	4	0.0126	0.0126	0.0033	OK	0.0085	0.0085	1.4861	0.0022	OK
SLO 14	1F	3.85	1	0.0033	4	0.0103	0.0103	0.0027	OK	0.0084	0.0084	1.2358	0.0022	OK
SLO 15	1F	3.85	1	0.0033	3	0.0126	0.0126	0.0033	OK	0.0085	0.0085	1.4866	0.0022	OK
SLO 16	1F	3.85	1	0.0033	3	0.0095	0.0095	0.0025	OK	0.0083	0.0083	1.1375	0.0022	OK
SLO 17	1F	3.85	1	0.0033	4	0.0101	0.0101	0.0026	OK	0.0084	0.0084	1.1961	0.0022	OK
SLO 18	1F	3.85	1	0.0033	2	0.0092	0.0092	0.0024	OK	0.0084	0.0084	1.0866	0.0022	OK
SLO 19	1F	3.85	1	0.0033	10	0.009	0.009	0.0023	OK	0.0084	0.0084	1.0642	0.0022	OK
SLO 20	1F	3.85	1	0.0033	3	0.0094	0.0094	0.0024	OK	0.0084	0.0084	1.1087	0.0022	OK
SLO 21	1F	3.85	1	0.0033	4	0.013	0.013	0.0033	OK	0.0085	0.0085	1.5332	0.0022	OK
SLO 22	1F	3.85	1	0.0033	4	0.0099	0.0099	0.0026	OK	0.0083	0.0083	1.1873	0.0022	OK
SLO 23	1F	3.85	1	0.0033	3	0.0122	0.0122	0.0032	OK	0.0085	0.0085	1.4392	0.0022	OK
SLO 24	1F	3.85	1	0.0033	3	0.0099	0.0099	0.0026	OK	0.0084	0.0084	1.1865	0.0022	OK
SLO 25	1F	3.85	1	0.0033	4	0.0094	0.0094	0.0025	OK	0.0084	0.0084	1.1202	0.0022	OK
SLO 26	1F	3.85	1	0.0033	4	0.009	0.009	0.0023	OK	0.0084	0.0084	1.0632	0.0022	OK
SLO 27	1F	3.85	1	0.0033	8	0.0086	0.0086	0.0022	OK	0.0084	0.0084	1.0213	0.0022	OK
SLO 28	1F	3.85	1	0.0033	3	0.0099	0.0099	0.0026	OK	0.0085	0.0085	1.1734	0.0022	OK
SLO 29	1F	3.85	1	0.0033	4	0.0126	0.0126	0.0033	OK	0.0085	0.0085	1.4861	0.0022	OK
SLO 30	1F	3.85	1	0.0033	4	0.0103	0.0103	0.0027	OK	0.0084	0.0084	1.2358	0.0022	OK
SLO 31	1F	3.85	1	0.0033	3	0.0126	0.0126	0.0033	OK	0.0085	0.0085	1.4866	0.0022	OK
SLO 32	1F	3.85	1	0.0033	3	0.0095	0.0095	0.0025	OK	0.0083	0.0083	1.1375	0.0022	OK

## 9 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Si riporta nel seguito, così come richiesto dalle norme vigenti, evidenza dell'accettabilità dei risultati ottenuti dal modello di calcolo.

In particolare si confrontano le reazioni alla base totali dovute ai carichi permanenti strutturali ( $g_1$ ) con quanto calcolato manualmente, potendo poi estendere i risultati a tutte le altre combinazioni di carico.

La reazione globale totale alla base dal programma di calcolo è:

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT							
	Load	Stage	Step	Step Order	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
	g1				0	0	1894.266

Manualmente si ottiene invece:

### ► Giudizio motivato di accettabilità dei risultati (§10.2.1 NTC 2018)

Pilastrì		Travi		Solaio		Platea	
L =	3.85 m	L =	69.42 m	L =	15.32 m	L =	16.22 m
b =	0.3 m	b =	0.3 m	B =	7.82 m	B =	8.72 m
h =	0.3 m	h =	0.5 m	$g_1 =$	3.21 kN/m <sup>2</sup>	h =	0.3 m
n° =	15	n° =	1			$\gamma =$	2500 kg/m <sup>3</sup>
$\gamma =$	2500 kg/m <sup>3</sup>	$\gamma =$	2500 kg/m <sup>3</sup>				
PP Pil. =	12994 kg	PP Tr. =	26033 kg	PP Sol. =	38457 kg	PP pl. =	106079 kg
<i>Totale calcolo manuale</i>							183562 kg
<i>Totale FEM</i>							189427 kg
<b>Differenza percentuale</b>							<b>-3.10 %</b>

La differenza è minima, si ritiene pertanto accettabile la modellazione effettuata.