



DATA 4 Milan S.p.A.

Sede: Piazza E. Duse, 2
20122 Milano
data4italy@legalmail.it

Procedimento Unico D.P.R. 160/2010 art. 7_L.R. 12/2005 art. 97

**Nuova costruzione di edificio produttivo ad uso Data Center
via Monzoro
20007 Cornaredo MI**

Progetto strutture

Documento: 4266 ES A RA 07a - Relazione strutturale

Data

10/11/2025

Il tecnico

Ing. Arturo Donadio

Firma

SOMMARIO

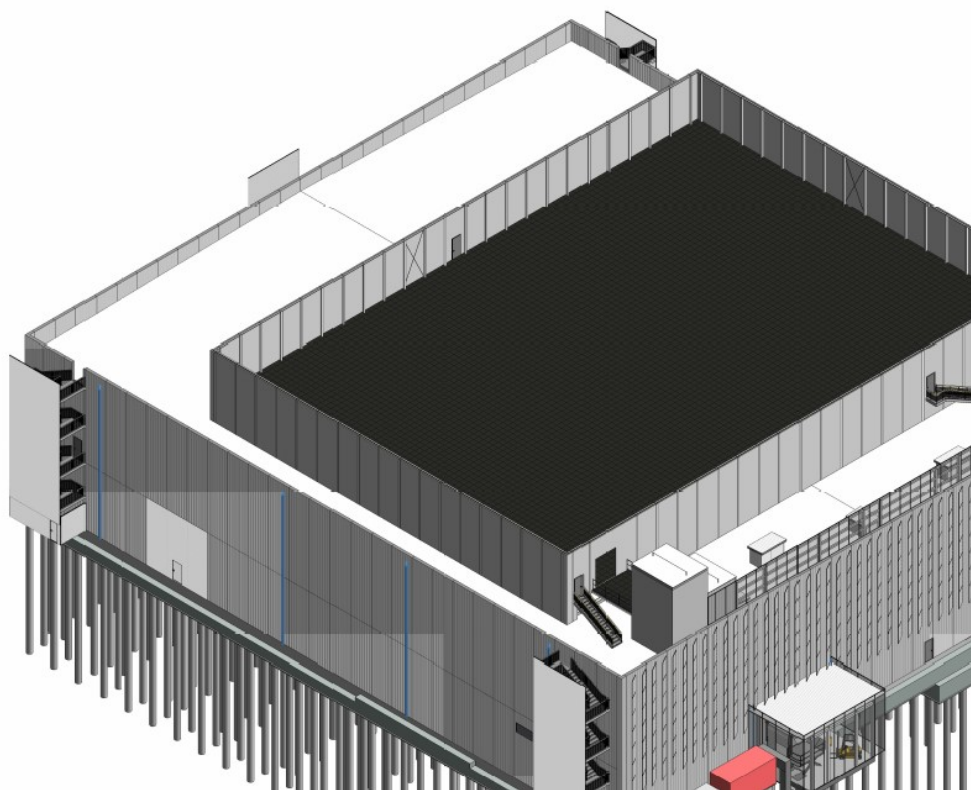
1.	INTRODUZIONE	4
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	9
3.	LAYOUT STRUTTURALE	10
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	11
5.	CARICHI DI PROGETTO	13
5.1.	Carichi verticali	13
5.2.	Neve	16
5.3.	Vento	16
5.4.	Variazioni termiche	17
5.5.	Azione sismica	17
6.	COMBINAZIONI DI CARICO	20
7.	REQUISITI STRUTTURALI PER GLI IMPIANTI/ELEMENTI NON STRUTTURALI	21
8.	TERRENO DI FONDAZIONE	22
9.	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO	23
9.1.	Codice di calcolo: affidabilità dei risultati	23
9.2.	Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità	23
10.	CRITERI DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	24
10.1.	Verifiche a presso/tenso-flessione retta (c.a./c.a.p.)	24
10.2.	Verifiche a presso/tenso-flessione deviata (c.a.)	24
10.3.	Verifiche a taglio (c.a.)	24
10.4.	Verifiche SLE tensioni e fessurazione (c.a.)	25
10.5.	Verifiche elementi in acciaio	26
11.	MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE	27
11.1.	Analisi dinamica lineare	27
12.	VERIFICA ELEMENTI PREFABBRICATI IN C.A.P.	30
12.1.	TT40 PT	30
12.2.	Verifica trave a T	33
13.	COMPORTAMENTO GLOBALE DELLE STRUTTURE	38
13.1.	RIULTATI SPOSTAMENTI	38
13.2.	RIULTATI SOLLECITAZIONI	41

13.3.	RIULTATI EFFETTI DEL II ORDINE	48
13.4.	VERIFICHE SLO	49
13.5.	VERIFICHE STRUTTURE METALLICHE	50
13.6.	VERIFICHE SETTI E PILASTRI	54
14.	fondazione	58
14.1.	VERIFICHE GEOTECNICHE SLU-SLE	60
14.2.	Verifiche Palo singolo	64
14.3.	Rigidezza equivalente travi-pali	65

1. INTRODUZIONE

La presente relazione concerne la progettazione definitiva delle strutture relative al nuovo data center da realizzarsi nel comune di Cornaredo, provincia di Milano.

Si mostra di seguito una vista aerea dell'area e la planimetria di progetto del sito.



Vista 3D

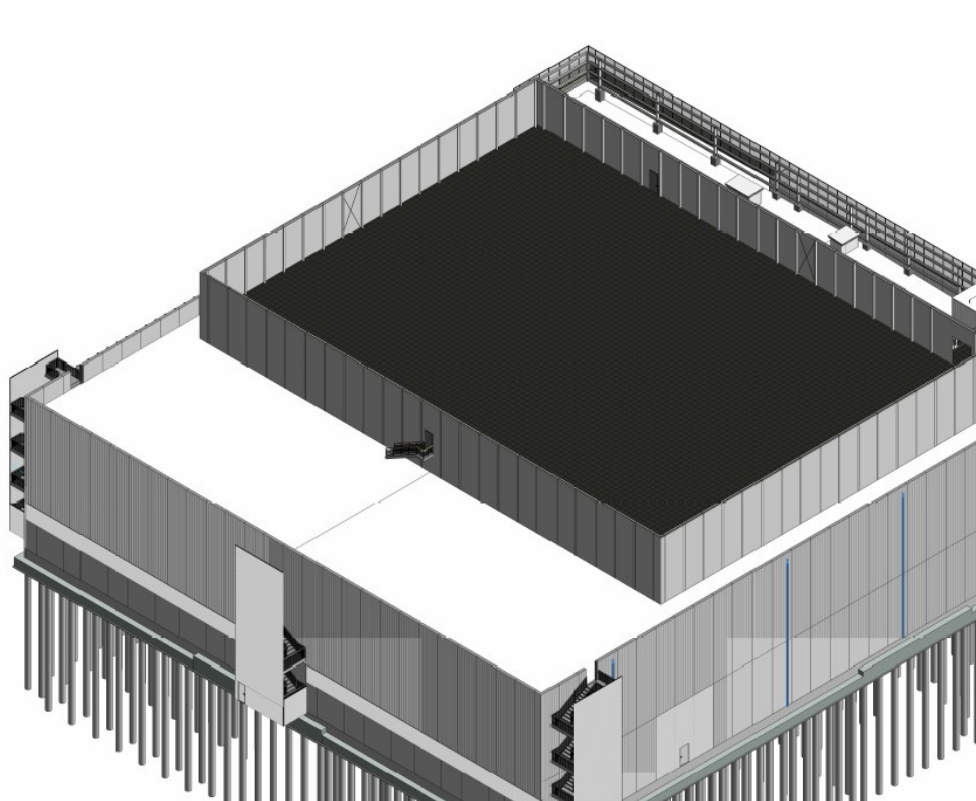


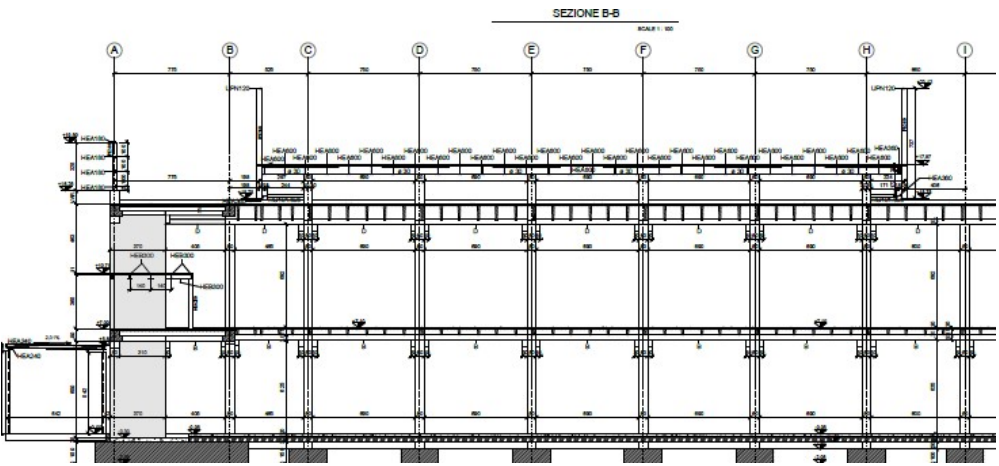
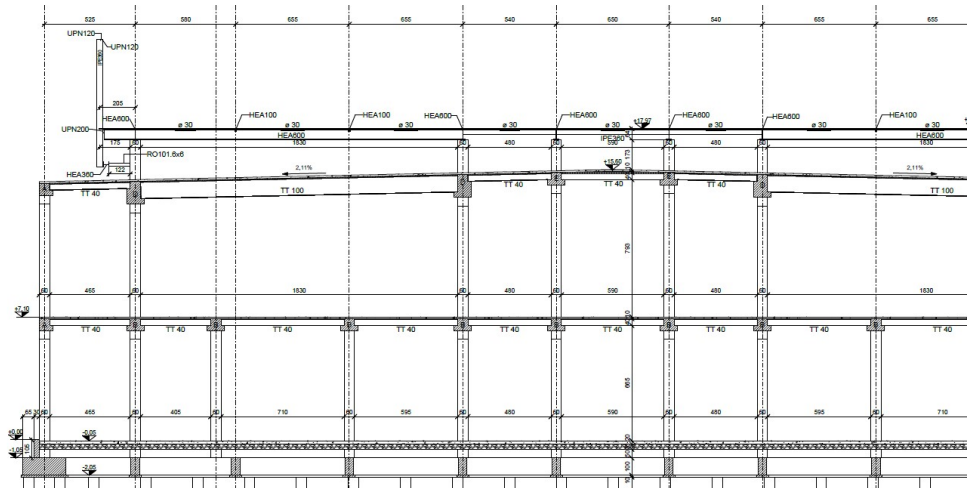
Figura 1 Vista 3D

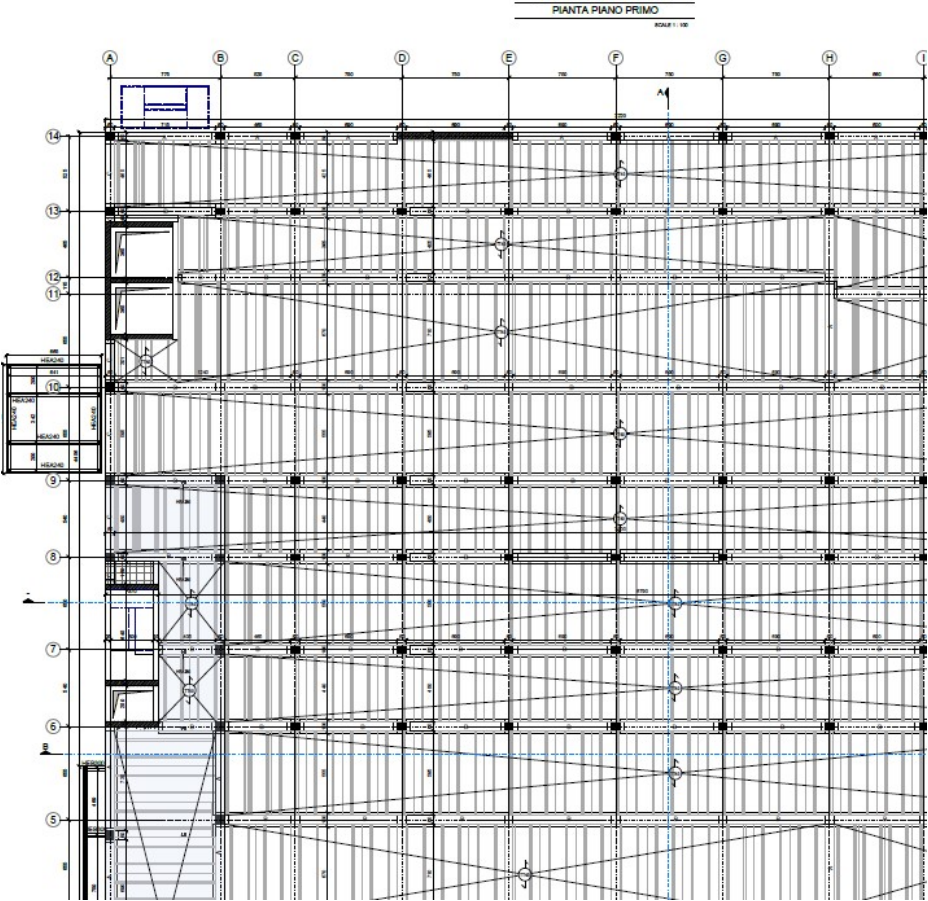
L'edificio è composto da tre piani fuori terra e all'ultimo piano è presente il Gantry.

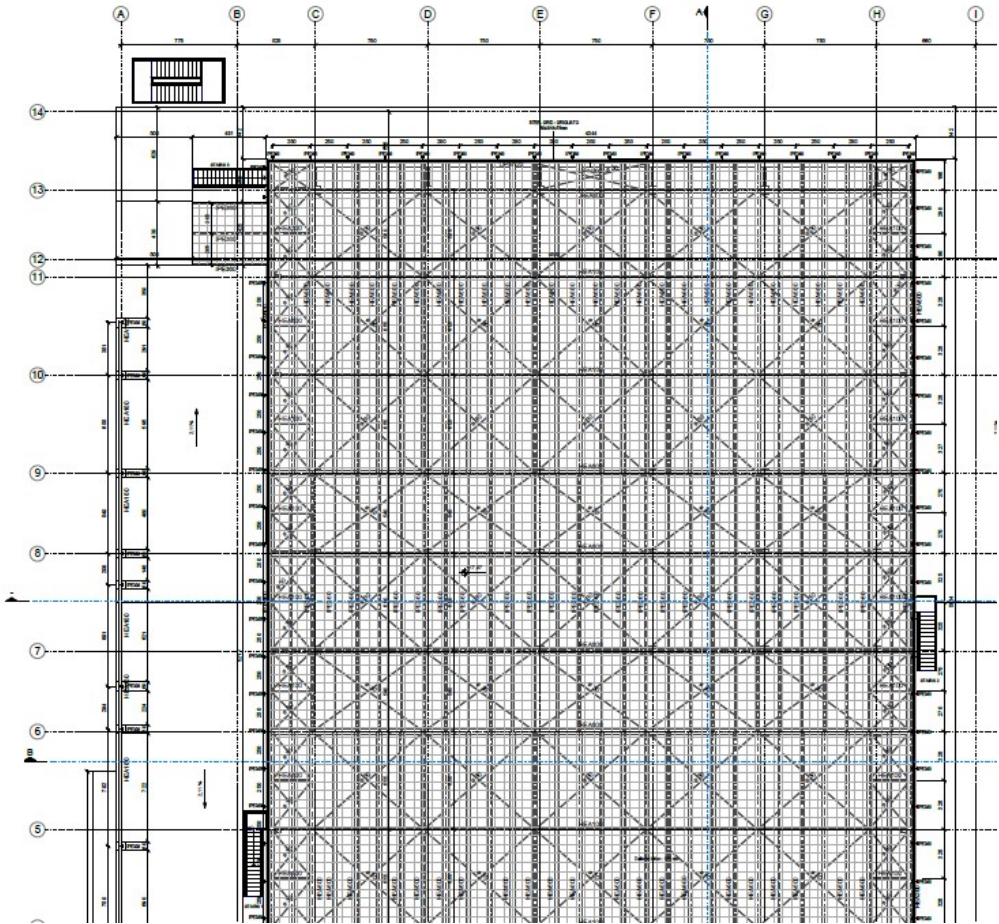
Le strutture portanti dell'edificio sono previste in c.a./c.a.p. in parte prefabbricate (pilastri, travi e tegoli) a meno delle strutture del mezzanino (piano secondo) e del gantry le quali sono state progettate in acciaio e di setti in c.a. di vario spessore.

Le fondazioni superficiali con pali riduttori di cedimenti di numero 635, profondi 14m e travi principali 2.5x1.0m e 3.0x1.0m con cordoli 0.5x1.0m di collegamento.

Nelle figure di seguito mostrate sono riportate le piante dei piani tipologici ed alcune sezioni d'insieme.







2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

I calcoli riportati nella presente relazione sono stati eseguiti secondo il metodo degli Stati Limite, nel rispetto delle seguenti normative:

- DPR 06.06.2001 n° 380: "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia" modificato e integrato ai sensi del D.Lgs 27.12.2002 n° 301
- D.M. 17.01.2018: "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni".
- CNR-DT 207 R1/2018: "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".

Ove non in contrasto con le norme sopra indicate, si potrà fare riferimento a:

- UNI EN 1992-1-1 "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".
- UNI EN 1992-4 "Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 4: Progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo".
- UNI EN 1998-1 "Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici".
- UNI EN 1997-1 "Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali".
- UNI EN 1993-1-1 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".
- D.M. 31.07.2012 "Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici".

3. LAYOUT STRUTTURALE

Si riportano di seguito le tipologie strutturali previste.

- Pilastri prefabbricati in c.a. 60x60cm;
- Travi prefabbricate in c.a./c.a.p. a T o L rovescio aventi altezza pari a 70-130 cm;
- Tegoli TT in c.a.p. h=100-40cm;
- Soletta collaborante in c.a. di spessore 10cm;
- Pareti in c.a. avente spessore 60-35cm.
- Gantry in acciaio con travi HEA 600 principali
- Mezzanino in acciaio con travi HEB300

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo fondazioni, getti di completamento

Classe	C30/37
Classe di esposizione	XC2
Resistenza di progetto a compressione	$f_{cd} = 17.0 \text{ MPa}$

Calcestruzzo - Pilastri prefabbricati

Classe	C45/55
Classe di esposizione	XC1
Resistenza di progetto a compressione	$f_{cd} = 25.87 \text{ MPa}$

Calcestruzzo - Travi/Tegoli prefabbricati

Classe	C45/55
Classe di esposizione	XC1
Resistenza di progetto a compressione	$f_{cd} = 25.87 \text{ MPa}$

Calcestruzzo - pareti di taglio

Classe	C30/37
Classe di esposizione	XC1
Resistenza di progetto a compressione	$f_{cd} = 17.0 \text{ MPa}$

Calcestruzzo - vasche e locali esterni accessori

Classe	C30/37
Classe di esposizione	XC1-XC2
Resistenza di progetto a compressione	$f_{cd} = 17.0 \text{ MPa}$

Acciaio tondo da c.a. (armatura lenta)

Acciaio tondo da c.a. (armatura lenta)

Tipo:	B450C
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 540.00 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 450.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di progetto a snervamento:	$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$

Trefoli in acciaio armonico

Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale:	$f_{p(1)k} = 1670 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$

Acciaio da carpenteria metallica (S355)

Resistenza caratteristica a snervamento:	$f_{yk} = 275.0 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di progetto:	$f_{yd} = 275.0/1.05 = 261.9 \text{ N/mm}^2$

Bulloni

Classe:	8.8
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 800 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 640 \text{ N/mm}^2$

Materiali per rinterri

Per gli eventuali rinterri strutturali (sotto le fondazioni) si utilizzeranno misto granulare da cava appartenente al gruppo A1, A3 ed A2-4 (classificazione AASHO) di cui alla normativa CNR-UNI10006 oppure riciclato non legato tipo C3 (fondazione) di cui alla circolare ministeriale n.5205 del 2005 e riconducibile alla tabella 4a (UNI 11531-1 del 2014).

Per tali materiali devono risultare i seguenti requisiti prestazionali:

- $Md1$ = modulo di piastra 1° ciclo di carico $\geq 80\text{MPa}$
- $Md2 / Md1$ = rapporto moduli di piastra 1° e 2° ciclo ≤ 2.5

Il materiale da costipare andrà posato in strati da 30-40cm. La compattazione verrà eseguita mediante successive passate di rullo liscio e vibrante (frequenza di vibrazione 1500÷1800cicli/minuto) da 10-12ton.

In alternativa, è possibile sostituire il materiale granulare con calcestruzzo magro (sottofondazione).

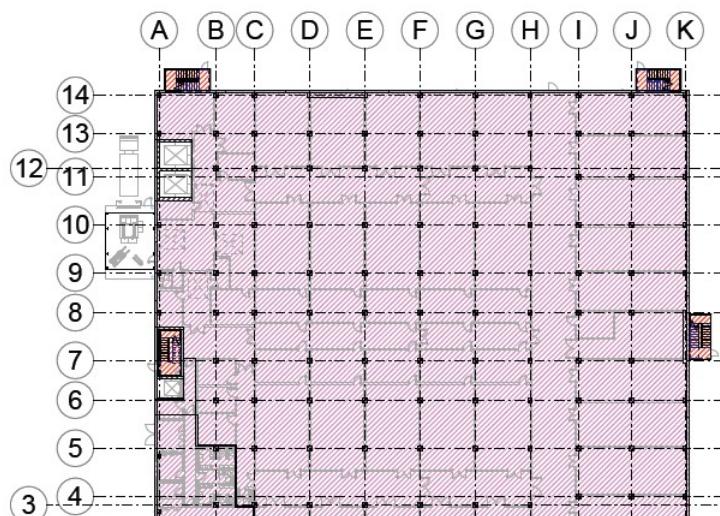
5. CARICHI DI PROGETTO

5.1. Carichi verticali

Il peso specifico dei materiali costituenti le strutture in oggetto è pari a:

- Acciaio $\gamma_a = 78.5 \text{ kN/m}^3$
- Calcestruzzo armato $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$

Di seguito sono riportati i carichi di piano considerati.



DESIGN LOADS (EXCL. ELEMENTS)

DL (DEAD LOAD) = 5.0 k
LL (LIVE LOAD) = 20.0 k

DL (DEAD LOAD) = 1.0 k
LL (LIVE LOAD) = 4.0 k

DL INCLUDES FINISHES ON ROOF.

LL INCLUDES EQUIPMENT WALLS, MAINTENANCE

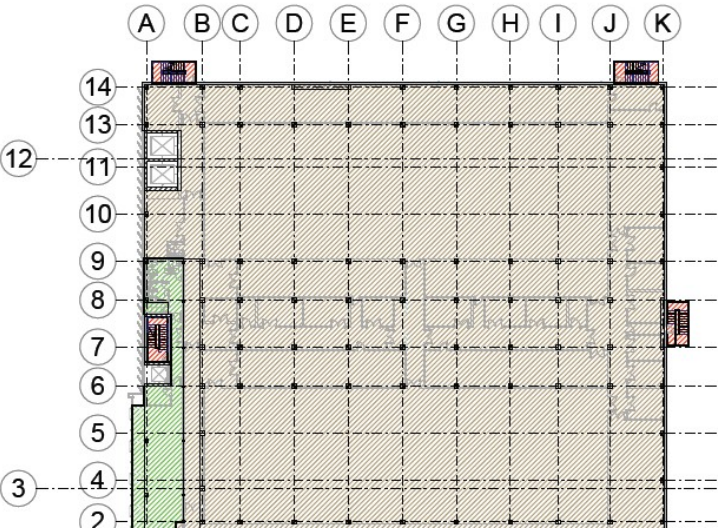
CARICHI PROGETTO (E

DL (SOVRACCARICO P)
LL (SOVRACCARICO V)

DL (SOVRACCARICO P)
LL (SOVRACCARICO V)

DL COMPRENDE FINITI IMPERMEABILIZZAZIONE

LL COMPRENDE ATTRE CARICHI DI MANUTENZIONE



DESIGN LOADS (P
ELEMENTS)

DL (DEAD LOAD) =
LL (LIVE LOAD) = 1k

DL (DEAD LOAD) =
LL (LIVE LOAD) = 4,

DL (DEAD LOAD) =
LL (LIVE LOAD) = 6,

* INCLUDES HANGI

DL INCLUDES FINIS
ON ROOF.

LL INCLUDES EQUI
WALLS, MAINTENAI

CARICHI PROGETT

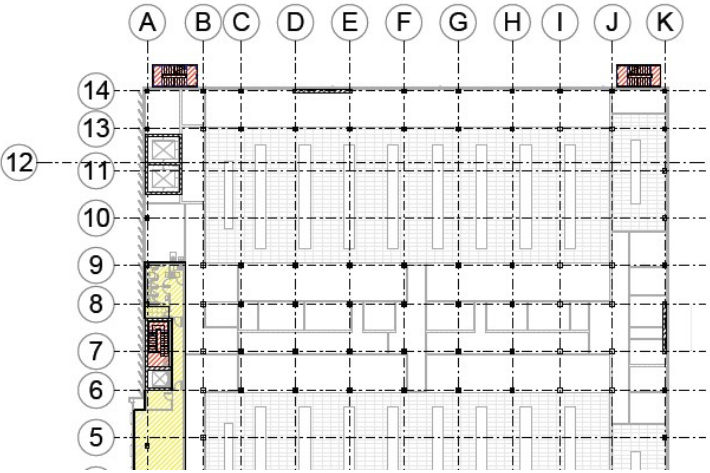
DL (SOVRACCARIC
LL (SOVRACCARIC)

DL (SOVRACCARIC
LL (SOVRACCARIC)

DL (SOVRACCARIC
LL (SOVRACCARIC)

* I CARICHI COMPR

SECOND FLOOR PLAN
PIANTA PIANO SECONDO
SCALE 1 : 500



DESIGN LOADS (P
ELEMENTS)

DL (DEAD LOAD)
LL (LIVE LOAD) =

DL (DEAD LOAD)
LL (LIVE LOAD) =

DL INCLUDES FIN
ON ROOF.

LL INCLUDES EQ
WALLS, MAINTEN

CARICHI PROGE

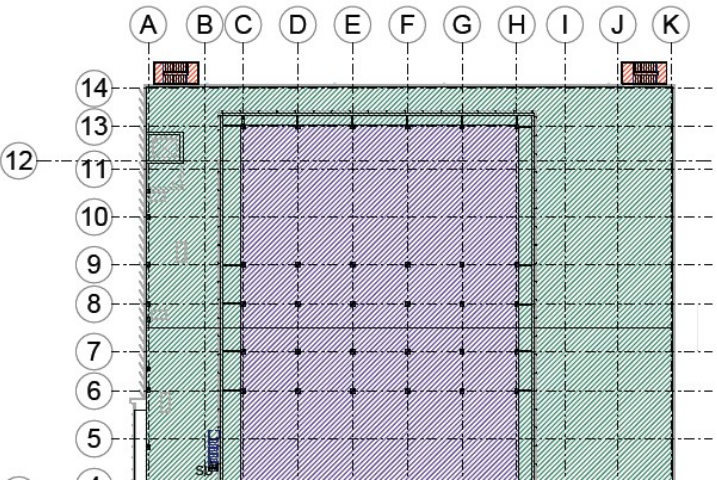
DL (SOVRACCAR
LL (SOVRACCAR

DL (SOVRACCAR
LL (SOVRACCAR

DL (SOVRACCAR
LL (SOVRACCAR

ROOF FLOOR PLAN
PIANTA PIANO COPERTURA

SCALE 1 : 500



DESIGN LOADS (EXCL. ELEMENTS)

DL (DEAD LOAD) = 2,0 k
LL (LIVE LOAD) = 2,4 k

DL (DEAD LOAD) = 1,0 k
LL (LIVE LOAD) = 4,0 k

DL (DEAD LOAD) = 2,0 k
LL (LIVE LOAD) = 5,4 k

* INCLUDES HANGING I.
SNOW LOAD 1,2 kN/m²

DL INCLUDES FINISHES
ON ROOF.

LL INCLUDES EQUIPME
WALLS, MAINTENANCE

CARICHI PROGETTO (E)

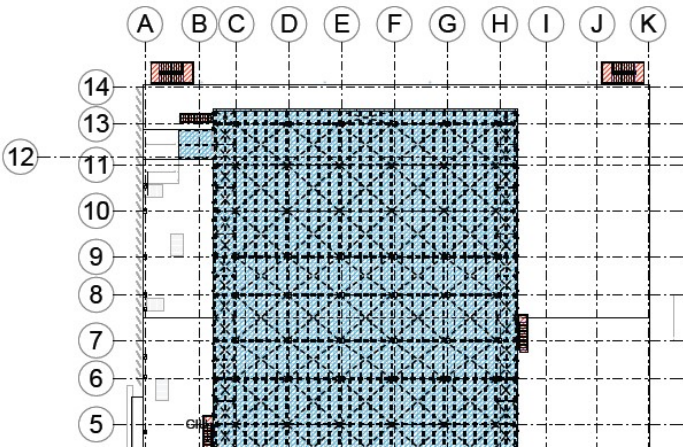
DL (SOVRACCARICO PE
LL (SOVRACCARICO VF

DL (SOVRACCARICO PE
LL (SOVRACCARICO VF

DL (SOVRACCARICO PE

GANTRY FLOOR PLAN
PIANTA PIANO GANTRY

SCALE 1 : 500



DESIGN LOADS (EXCL. ELEMENTS)

DL (DEAD LOAD) = 1,0 k
LL (LIVE LOAD) = 5,0 k

SNOW LOAD 1,2 kN/m²

DL (DEAD LOAD) = 1,0 k
LL (LIVE LOAD) = 4,0 k

DL INCLUDES FINISHES
ON ROOF.

LL INCLUDES EQUIPME
WALLS, MAINTENANCE

CARICHI PROGETTO (E)

DL (SOVRACCARICO PE
LL (SOVRACCARICO VF

CARICO NEVE 1,2 kN/m²

DL (SOVRACCARICO PE

5.2. Neve

Per il Comune di Cornaredo si hanno i seguenti parametri:

- Altitudine del sito $a_s = 145\text{ m s.l.m.}$
- Carico neve al suolo: $q_{sk} = 1.50\text{ kN/m}^2$ (Zona I-Mediterranea, $a_s < 200\text{ m s.l.m.}$)
- Coefficiente di forma: $\mu_1 = 0,8$ (inclinazione falde $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$).
- Coefficiente termico: $C_E = 1,0$.
- Coefficiente di esposizione: $C_t = 1$ (topografia normale).

In accordo al DM 17.01.2018, con tali parametri il carico da neve sulle strutture è pari a:

$$q_s = \mu_1 \times q_{sk} \times C_E \times C_t = 1.20\text{ kN/m}^2$$

5.3. Vento

Le pressioni del vento sono calcolate in accordo con la normativa vigente:

- Zona 1: Lombardia.
- Classe di rugosità del terreno D.
- Categoria di esposizione II.
- Tempo di ritorno $T_R = 50$ anni.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \times C_e \times C_p \times C_d$$

q_b è la pressione cinetica di riferimento;

C_e è il coefficiente di esposizione;

C_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento;

C_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali; assunto nel caso in esame pari a 1,00.

Essendo l'altitudine sul livello del mare del sito dove sorge la costruzione inferiore ad $a_0 = 1000\text{ m s.l.m.}$, la velocità di riferimento è:

$$v_r = v_b = v_{b,0} = 25\text{ m/s}$$

Quindi, la pressione cinetica di riferimento risulta essere:

$$q_b = 0.5 \times \rho \times v_b^2 = 390.63\text{ N/m}^2 \quad (\rho = 1.25\text{ kg/m}^3, \text{ densità dell'aria})$$

Fissata la classe di rugosità del terreno e la classe di esposizione del sito, è possibile individuare i parametri che definiscono il coefficiente di esposizione, quali:

$$k_r = 0,19$$

$$z_0 = 0,05\text{ m}$$

$$z_{\min} = 4.0\text{ m}$$

Il coefficiente di esposizione C_e , funzione dell'altezza z sul suolo del punto considerato, è stato valutato mediante le seguenti espressioni:

$$C_e(z) = k_r^2 C_t \ln(z/z_0) [7 + C_t \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \text{ per } z < z_{\min}$$

Il coefficiente di topografia (C_t) è stato assunto nel caso in esame pari ad 1.

I coefficienti aerodinamici sono stati calcolati in accordo ai paragrafi C3.3.8.1.1 della circolare n.7/2019.

5.4. Variazioni termiche

Considerata la presenza dei giunti ed il livello di progettazione, le azioni derivanti dalle azioni termiche sono trascurabili.

5.5. Azione sismica

Secondo il D.M. 17.01.2018 tutti i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica vengono definiti in funzione delle coordinate geografiche del sito, delle caratteristiche del sottosuolo, della destinazione d'uso della struttura e della probabilità di superamento associata ad un determinato stato limite.

Il sito in esame è individuato mediante la ricerca per coordinate.

Regione: Lombardia

Provincia: Milano

Comune: Cornaredo

Longitudine: 9.1012892

Latitudine: 45.291761

Vita Nominale: $V_N = 50$ anni

Classe d'uso IV: $C_u = 2$

Categoria del sottosuolo: Cat. C

Categoria topografica: T1

Sono stati considerati i seguenti tempi di ritorno per i 4 stati limite data da NTC18 con $V_R=100$ anni, si ha:

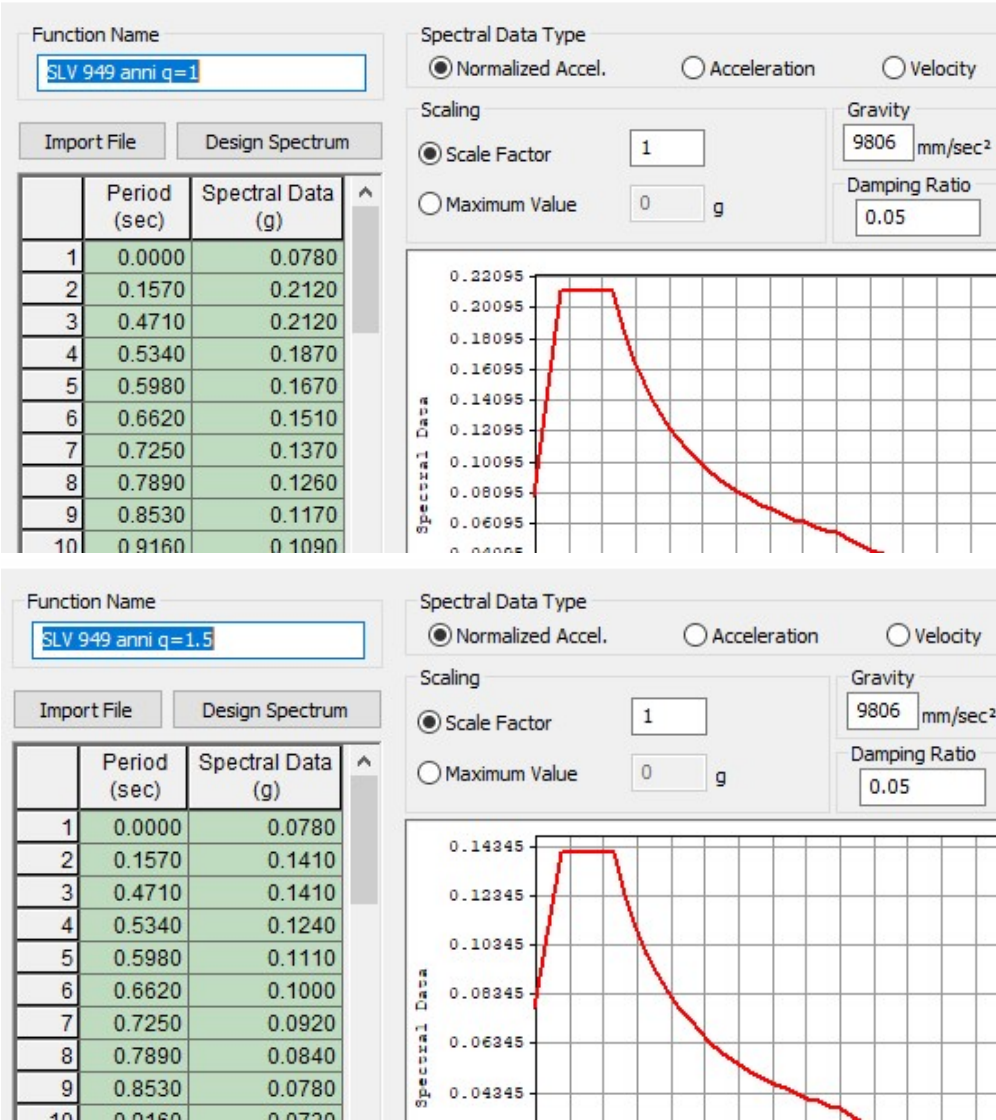
- SLO ($p_{vr} = 81\%$) $\rightarrow T_R = 60.2$ anni;
- SLD ($p_{vr} = 63\%$) $\rightarrow T_R = 100.6$ anni;
- SLV ($p_{vr} = 10\%$) $\rightarrow T_R = 949.1$ anni;
- SLC ($p_{vr} = 5\%$) $\rightarrow T_R = 1950$ anni.

Le verifiche vengono eseguite in termini di rigidezza rispetto allo SLO, resistenza degli elementi strutturali agli SLV.

Di seguito sono riportati gli spettri elastici SLV ed SLO.

È stato utilizzato un fattore di struttura allo SLV pari ad 1.5, in accordo con il D.M Infrastrutture 17 gennaio 2018, progettando la struttura come non dissipativa

Add/Modify/Show Response Spectrum Functions



Add/Modify/Show Response Spectrum Functions

Function Name

SLO 60 ANNI q=1

Import File

Design Spectrum

	Period (sec)	Spectral Data (g)
1	0.0000	0.0350
2	0.1160	0.0890
3	0.3490	0.0890
4	0.4130	0.0750
5	0.4770	0.0650
6	0.5410	0.0570
7	0.6050	0.0510
8	0.6690	0.0460
9	0.7330	0.0420
10	0.7970	0.0390

Spectral Data Type

☒ Normalized Accel.

☐ Acceleration

☐ Velocity

Scaling

☒ Scale Factor

1

☐ Maximum Value

0

g

Gravity

9806

mm/sec

Damping Ratio

0.05

0.0887

0.0787

0.0687

0.0587

0.0487

0.0387

0.0287

0.0187

6. COMBINAZIONI DI CARICOStato Limite Ultimo con azioni statiche

$$F_d = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_Q \times [Q_{k1} + \sum \psi_{0,i} \times Q_{k,i}]$$

$\gamma_{G1} = 1,3$ per il peso proprio degli elementi strutturali
($\gamma_{G1} = 1,0$ se il contributo è a favore di sicurezza);
 $\gamma_{G2} = 1,5$ per le azioni permanenti
($\gamma_{G2} = 0.8$ se il contributo è a favore di sicurezza);
 $\gamma_Q = 1,5$ per le azioni variabili
($\gamma_Q = 0$ se il loro contributo è a favore di sicurezza);
 $\psi_{0,i} = 0,5$ per carico neve;
 $\psi_{0,i} = 1.0$ per carichi variabili cat. E;
 $\psi_{0,i} = 0,6$ per azione del vento;
 $\psi_{0,i} = 0.7$ per carichi variabili cat. B;
 $\psi_{0,i} = 0.6$ per variazioni termiche.

Combinazione Sismica:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

$\psi_{2,i} = 0,0$ per carichi legati all'azione della neve, vento, variazioni termiche;
 $\psi_{2,i} = 0.8$ per carichi accidentali rimanenti

7. REQUISITI STRUTTURALI PER GLI IMPIANTI/ELEMENTI NON STRUTTURALI

In accordo alle NTC18, è richiesto il soddisfacimento dei seguenti requisiti minimi:

- Operatività degli impianti per un sisma avente un periodo di ritorno pari a 60 anni;
- Stabilità (resistenza) impianti e elementi non strutturali per un sisma avente un periodo di ritorno pari a 950anni.

8. TERRENO DI FONDAZIONE

Si riporta di seguito la stratigrafia del terreno di fondazione estratta dalla relazione "RELAZIONE GEOLOGICA e SISMICA (R1 + R3) RELAZIONE DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA (R2) AI SENSI DELLE N.T.C. D.M. 17/01/2018 e D.G.R. IX/5001/2016G" del 02/2023 redatta da ambiente SPA

Depth (m)	N _{SPT}	γ (kN/mc)	Φ (°)	c' (kN/sqm)	Dr (%)
from 0.0m to -3.0	5-12	18	29	-	20-30
from 3.0m to -5.0m	2-5.0	18	28	-	15-20
from 5 to -10.0m	8-15	18	29	-	30-45
Greater to 10.0m	15-20	19	31	-	45-55

Dove:

- N_{SPT} numero di colpi;
- γ peso del terreno;
- Φ angolo di attrito;
- c coesione;
- Dr densità relativa.

La quota di progetto della falda è pari a -3.2 dal piano campagna.

Per i dettagli si rimanda alla relazione sopra citata.

9. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

Le analisi sono state eseguite mediante il codice di calcolo agli elementi finiti MIDAS GEN 2024, V 3.2 distribuito da Harpaceas Viale Richard 1 - 20143 – Milano, n. licenza U001-07702.

9.1. Codice di calcolo: affidabilità dei risultati

L'affidabilità del codice di calcolo è stata verificata dal produttore mediante confronto con casi studio le cui soluzioni sono disponibili in letteratura; tali casi sono raccolti in un apposito manuale di validazione.

9.2. Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità

Il software utilizzato permette di modellare numericamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni interne di autodiagnostica del software consentono di verificare che nel modello non siano presenti errori di schematizzazione che possono condurre a risultati errati.

Le funzioni di interrogazione e visualizzazione del modello permettono di controllare la coerenza geometrica e le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

La visualizzazione dei risultati delle analisi quali sollecitazioni interne, spostamenti e reazioni vincolari, consente un immediato controllo tramite confronto con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa.

10. CRITERI DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI**10.1. Verifiche a presso/tenso-flessione retta (c.a./c.a.p.)**

Per le verifiche flessionali nelle combinazioni SLU, in ogni sezione il momento resistente di progetto deve risultare superiore o uguale al relativo momento esterno di calcolo:

$$M_{Ed} (N_{Ed}) \leq M_{Rd} (N_{Ed})$$

dove:

M_{Ed} = momento sollecitante di progetto associato allo sforzo normale N_{Ed} ;

N_{Ed} = sforzo normale sollecitante di progetto;

M_{Rd} = momento resistente di progetto associato allo sforzo normale N_{Ed} .

10.2. Verifiche a presso/tenso-flessione deviata (c.a.)

Le verifiche flessionali nelle combinazioni SLU, sono state eseguite verificando in ogni sezione che la terna di sollecitazioni M_{Eyd} , M_{Ezd} , N_{Ed} , risulti interna al dominio spaziale di resistenza M_{Ryd} , M_{Rzd} , N_{Ed} .

Si precisa che, per le strutture a comportamento non dissipativo le verifiche a flessione/pressoflessione sono eseguite con riferimento al comportamento al limite elastico in combinazioni sismiche.

10.3. Verifiche a taglio (c.a.)

La resistenza a taglio è valutata secondo quanto esposto nel DM 2018 al paragrafo 4.1.2.3.5.2, in particolare con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata come segue:

Per travi e pilastri:

$$V_{Rsd} = 0,9 \times d \times A_{sw} / s \times f_{yd} \times (\text{ctga} + \text{ctg}\theta) \times \text{sena}$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" è stata calcolata come segue:

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

Come resistenza a taglio di progetto è stata considerata la minore tra le due sopra definite.

Per le pareti:

$$V_{Rsd} = 0,8 \times h \times A_{sw} / s \times f_{yd} \times (\text{ctga} + \text{ctg}\theta) \times \text{sena}$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" è stata calcolata come segue:

$$VR_{cd} = 0,8 \times h \times b_w \times \alpha_c \times f'_{cd} \times (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

Come resistenza a taglio di progetto è stata considerata la minore tra le due sopra definite.

10.4. Verifiche SLE tensioni e fessurazione (c.a.)

Le verifiche per il rispetto degli stati limite di esercizio sono eseguite determinando in funzione delle effettive caratteristiche geometriche della sezione in oggetto i momenti massimi che la sezione è in grado di sopportare nel rispetto delle limitazioni tensionali e delle aperture di fessure consentite dalla normativa vigente.

In particolare si richiede il rispetto delle seguenti prescrizioni.

Verifiche tensionali in combinazione caratteristica:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$$

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$$

Verifiche tensionali in combinazione quasi permanente:

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$$

Per quanto riguarda le verifiche a fessurazione considerando per le strutture in oggetto condizioni ambientali ordinarie ed armature poco sensibili si ottengono le seguenti limitazioni.

Massima apertura di fessura in combinazione frequente

$$\text{Apertura fessure} < w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Massima apertura di fessura in combinazione quasi permanente

$$\text{Apertura fessure} < w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

Laddove necessario, per la suddetta verifica dell'ampiezza delle fessure si è proceduto tramite calcolo indiretto, ovvero tramite verifiche tensionali delle armature, rispettando le seguenti limitazioni (circolare n.7/2019).

Tabella C4.1.II *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessu*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle bar		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	
160	40	32	
200	32	25	
240	20	16	
280	16	12	

Tabella C4.1.III -Spaziatura massima delle barre per il controllo di

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle ba		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	
160	300	300	
200	300	250	
240	250	200	
280	200	150	

10.5. Verifiche elementi in acciaio

Per la verifica degli elementi in acciaio nei confronti degli SLE (spostamenti verticali e laterali) e SLU (resistenza e stabilità) si è fatto riferimento al paragrafo 4.2 delle NTC18.

11. MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE

L'analisi strutturale è stata condotta mediante il metodo agli elementi finiti, creando un modello tridimensionale implementato nel software di calcolo MIDAS GEN 2024, V 1.1.

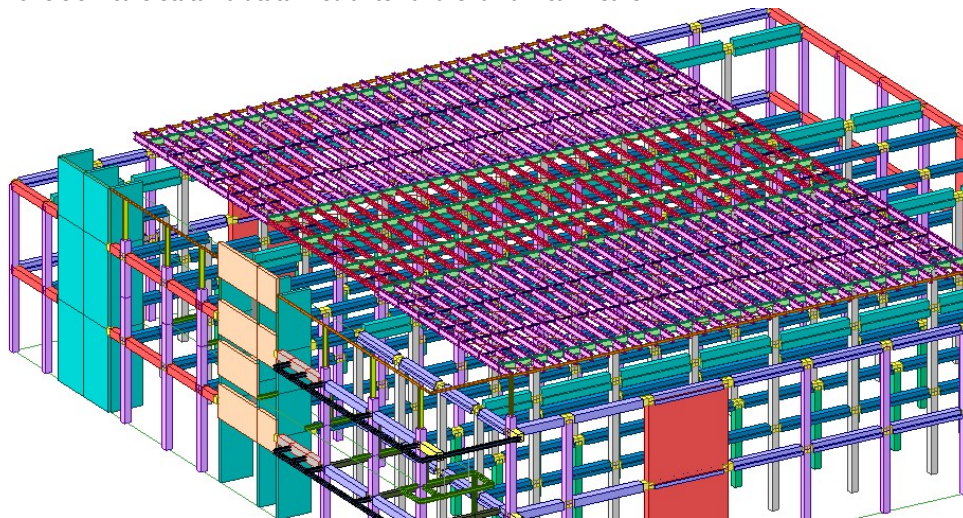
La modellazione ha fatto ricorso all'utilizzo di:

- elementi monodimensionali a 2 nodi di tipo "beam" per pilastri, travi;
- elementi bi-dimensionali di tipo "wall" per la modellazione delle pareti di taglio;
- elementi truss per la simulazione delle aste di controvento di falda e tiranti
- Impalcati di tipo rigido

La quota di incastro di pilastri e setti è posta all'estradosso del plinto di fondazione.

Tutti gli elementi prefabbricati di impalcato risultano essere vincolati tra loro mediante cerniera.

L'azione sismica è stata valutata mediante l'analisi dinamica lineare.



3D modello fem

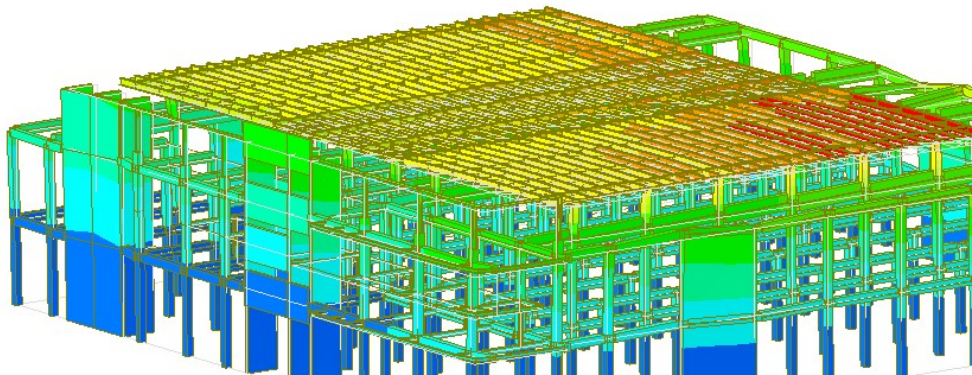
11.1. Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare è stata condotta mediante analisi modale (considerando un numero di modi tale da attivare almeno 85% della massa totale) e spettro di risposta, impiegando la regola CQC per la combinazione degli effetti modali e la regola 100+30 per la combinazione degli effetti sismici nelle due direzioni.

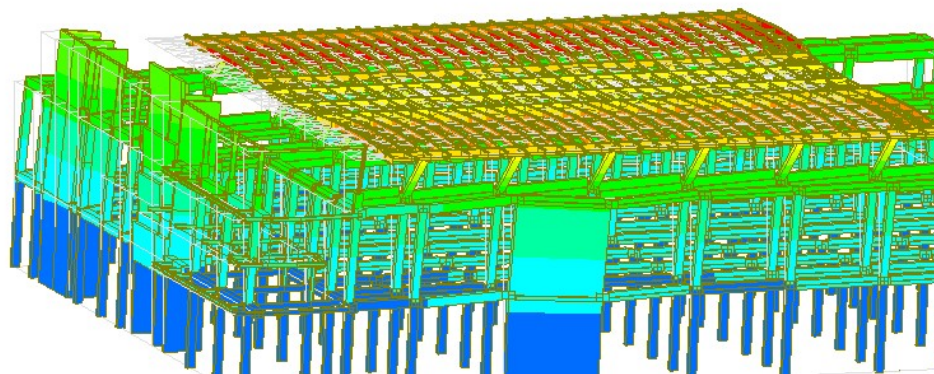
Si mostrano di seguito le viste tridimensionali dei modelli FEM e i risultati dell'analisi modale.

Node	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY	
EIGENVALUE ANALYSIS											
	Mode No	Frequency				Period		Tolerance			
		(rad/sec)		(cycle/sec)		(sec)					
	1	8.0624		1.2832		0.7793		0.0000e+00			
	2	8.4163		1.3395		0.7466		0.0000e+00			
	3	10.8315		1.7239		0.5801		0.0000e+00			
	4	14.0769		2.2404		0.4463		0.0000e+00			
	5	14.3480		2.2836		0.4379		0.0000e+00			
	6	17.5947		2.8003		0.3571		0.0000e+00			
	7	19.2190		3.0588		0.3269		0.0000e+00			
	8	24.2882		3.8656		0.2587		0.0000e+00			
	9	36.9314		5.8778		0.1701		0.0000e+00			
	10	47.5378		7.5659		0.1322		0.0000e+00			
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT											
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	6.4141	6.4141	53.8035	53.8035	0.0000	0.0000	36.2831	36.2831	5.6616	5.6616
	2	49.2038	55.6179	6.7513	60.5549	0.0000	0.0000	5.0895	41.3727	49.7538	91.1265
	3	0.0060	55.6239	1.5531	62.1079	0.0000	0.0000	5.1779	46.5506	0.0610	91.1875
	4	19.8618	75.4857	0.6999	62.8078	0.0000	0.0000	3.6569	50.2075	26.7052	117.8927
	5	2.0708	77.5565	12.5650	75.3728	0.0000	0.0000	39.8664	90.0739	2.0042	119.8969
Formla empirica T1 [C7.3.2]											
c	0,075	prefabbricato con pareti in ca									
H	20	m									
T1	0,71	s									

La differenza % tra il valore del programma e il valore calcolato empiricamente è <10%, ritenuto accettabile.



Primo modo di vibrare



Secondo modo di vibrare

12. VERIFICA ELEMENTI PREFABBRICATI IN C.A.P.**12.1. TT40 PT**

Si riportano di seguito le verifiche dell'elemento prefabbricato solaio TT40 in oggetto con luce di calcolo 7,10m .

VERIFICHE SOLAI							
SOLAIO TT 40							
Elemento	y [kN/m ³]	s [m]	b [m]	h [m]	A [m ²]	i [m]	G_i [kN/m ²]
Solaio24+4							
Soletta	25	0,1					2,5
Travetti TT	25	0,4	var			1	3,0
G2							2,5
G1							5,5
qk							19,4

Sollecitazione	SLU
MEd[kNm/m]	255,83
VEd[kN/m]	144,1
δ [mm]	—

travetto passo 125cm	
Sollecitazione	KNm
MEd[kNm]	307,00
Ved[kN]	173,0

Di seguito sono riportate le verifiche a taglio

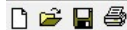
SEZIONE		
Dimensioni		
Tipo	Rettangolare	
Base	18	cm
Altezza	45	cm
Copriferro sup	4	cm
Copriferro inf	4	cm
A_C	810	cm ²
Staffe		
Diametro staffe	10	mm
Passo staffe	12	cm
N° braccia staffe	2	
α	90	°
$\cotg(\theta)$	1	
σ_{cp}	0,00	MPa
α_c	1,00	
Arm. appoggio	8,04	cm ²
bw	18	cm
V_{Rd} solo cls	53,42	kN
V_{Rd}	176,93	kN

Taglio					
Taglio sollecitante	173	kN			
Taglio resistente	177	kN	resistenza con armatura a taglio		
Fattore di sicurezza F_s	1,02	> 1			

Infine, con riferimento allo SLU, si riportano di seguito le verifiche a flessione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: TT40

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?



Titolo :

N° figure elementari 2 Zoom

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	125	15
2	18	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,02	40
2	4,02	4,02
3	0	0
4	0	0

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Armatura I

N° str

N°	As [cm]
1	5,6
2	0

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 240 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Cavo snervato

M_{xRd} 389,3 kNm

σ_c -25,5 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

σ_{sd} 14

Materiali
 B450C C45/55
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5

SLU – Verifica a flessione

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?



Titolo :

N° figure elementari 2 Zoom

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	125	5
2	18	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,02	40
2	4,02	4,02
3	0	0
4	0	0

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Armatura F

N° strat

N°	As [cm]
1	5,6
2	0

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 19 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
 Trefolo C45/55
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 1 409 N/mm² ε_{cu} 3,5

σ_c -10,45 N/mm²

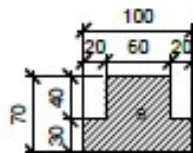
σ_{sp} 955

Sollecitazione con il peso proprio in fase di sollevamento

Verifica in fase di sollevamento senza soletta, tensione cls minore di 15,6Mpa

12.2. Verifica trave a T

Di seguito sono riportate le sollecitazioni con cui è stata verificata la trave prefabbricata.



Carichi trave tipo PP h=70cm	
A _{sez}	0,54 mq
L	6,9 m
L _{influenza}	7,1 m
pp	13,5 kN/m
M _{Ed_pp}	80,3 kNm
G1 _{travetti TT40}	3,5 kN/mq
G1 _{soletta}	2,5 kN/mq
G1 _{su trave}	42,8 kN/m
M _{EdG1}	334,8 kNm
G2	2,5 kN/mq
qk	19,4 kN/mq
q _{SLU}	312,2 kN/m
M _{EdSLU}	1857,79 kNm
V _{EdSLU}	1077,0 kN

Di seguito sono riportate le verifiche nelle fasi considerate e a taglio.

SEZIONE			
<u>Dimensioni</u>			
Tipo	Rettangolare		
Base	60	cm	
Altezza	70	cm	
Copriferro sup	4	cm	
Copriferro inf	4	cm	
A_c	4200	cm ²	
<u>Staffe</u>			
Diametro staffe	12	mm	
Passo staffe	10	cm	
N° braccia staffe	4		
α	90	°	
$\cotg(\theta)$	1,73		
σ_{cp}	0,00	MPa	
α_c	1,00		
Arm. appoggio	8,04	cm ²	
bw	18	cm	
	V_{Rdcd}	1740	kN
	V_{Rds}	1740	kN
	V_{Ed}	1078,00	kN
	FS	1,61	

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° Vertici 9 Zoom N° barre 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
2	0	30
3	20	30
4	20	70
5	80	70
6	80	30
7	100	30

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	10,05	50	5
2	6,03	50	65

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 80 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Armatura F N° cavi

N°	As [cm²]
1	22,4

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Materiali B450C C45/55

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 σ_c -6,818 N/mm²
 σ_s -7,01 N/mm²

Verifica

σ_{sp} 968

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° Vertici 9 Zoom N° barre 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
2	0	30
3	20	30
4	20	70
5	80	70
6	80	30
7	100	30

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	10,05	50	5
2	6,03	50	65

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 335 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Armatura F N° cavi

N°	As [cm²]
1	22,4

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Materiali B450C C45/55

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 σ_c -4,2 N/mm²

Verifica

σ_{sp} 97

Verifica C.A. S.L.U. - File: TRAVE H70cm_SLU00

FileMaterialiOpzioniVisualizzaProgetto Sez. Rett.SismicaNormativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° Vertici12ZoomN° barre2Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
6	5	80
7	95	80
8	95	70
9	80	70
10	80	30
11	100	30

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	10,05	50	5
2	6,03	50	65

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}00 kN

M_{xEd}0931 kNm

M_{yEd}00

P.to applicazione N

CentroBaricentro cls

Coord.[cm]xN0yN0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Cavo snervato

M_{xRd}2 057 kN m

σ_c -25,5 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

Calcola MRdDominio M-N

Tipo Sezione

Rettan.reTrapezi

a TCircolare

RettangoliCoord.

Armatura I

N° cav

N°	As [cm²]
1	22,4

Metodo di calcolo

S.L.U.+S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

RettaDevia

N° rett.100

Calcola MRdDominio M-N

Materiali

B450CC45/55

ϵ_{su} 67,5‰ ϵ_{c2} 2‰

f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5

E_s 200 000 N/mm² f_{sd} 25,5

ϵ_{st}

f_{yt}

E_s

ϵ_{sy}

σ_s

σ_{sp} 1,45

Le verifiche risultano soddisfatte
Di seguito è riportata la verifica della mensola tipo.

Mensola tozza

Dati di progetto

Materiali

Calcestruzzo		
$f_{ck} =$	45	MPa
$f_{ctd} =$	25,5	MPa

Acciaio

$f_{yk} =$	450	MPa
$f_{yd} =$	391,3	MPa

Geometria

A	300	mm
B	600	mm
h_c	500	mm
a_c	200	mm
b	600	mm
c	50	mm

Azioni

F_{ed}	1077	kN
----------	------	----

Resistenza a compressione dei nodi

Nodi compressi

$\sigma_{1Rd,max}$	21,17	N/mm ²
--------------------	-------	-------------------

Nodi compressi-tesi con tiranti ancorati disposti in una direzione

$\sigma_{2Rd,max}$	18,11	N/mm ²
--------------------	-------	-------------------

Nodi compressi-tesi con tiranti ancorati disposti in più di una direzione

$\sigma_{3Rd,max}$	15,81	N/mm ²
--------------------	-------	-------------------

Calcolo dello sforzo di trazione nell'armatura principale

Larghezza del puntone verticale

x_1	85	mm
-------	----	----

Il nodo 1 risulta situato a 42 mm dalla faccia esterna del pilastro

a	242	mm
d	450	mm
z	360	mm
y_1	90	mm

Imponendo l'equilibrio alla rotazione $F_{ed} \cdot a = F_c \cdot z$ si ottiene

$F_c = F_t$	725	kN
-------------	-----	----

Verifica del nodo 1

σ	6,71	N/mm ²	$\leq$	21,17	N/mm ²	OK
----------	------	-------------------	--------	-------	-------------------	----

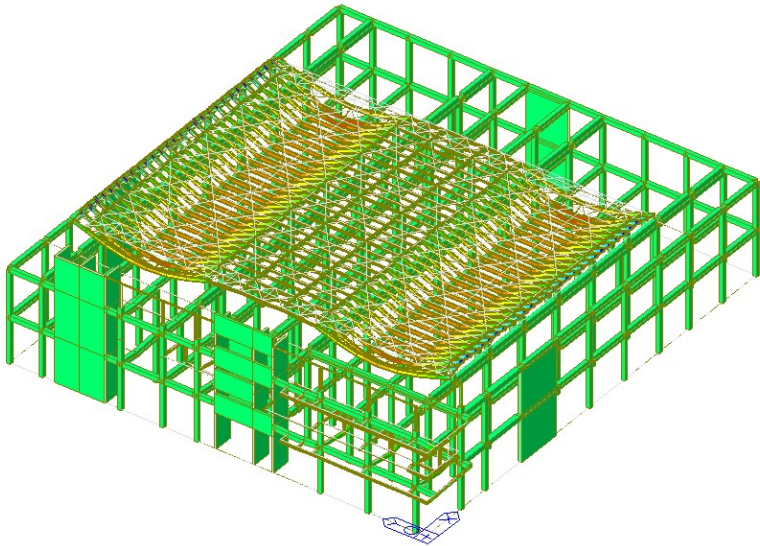
Progetto dell'armatura principale superiore

Armatura minima necessaria	$A_{s,min}$	1853	mm ²
----------------------------	-------------	------	-----------------

13. COMPORTAMENTO GLOBALE DELLE STRUTTURE

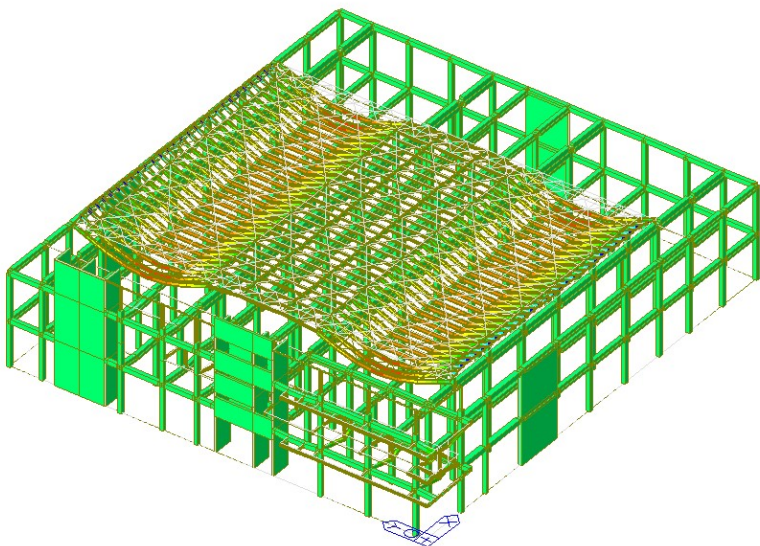
13.1. RIULTATI SPOSTAMENTI

Nel presente capitolo sono riportati i risultati in termini di spostamenti



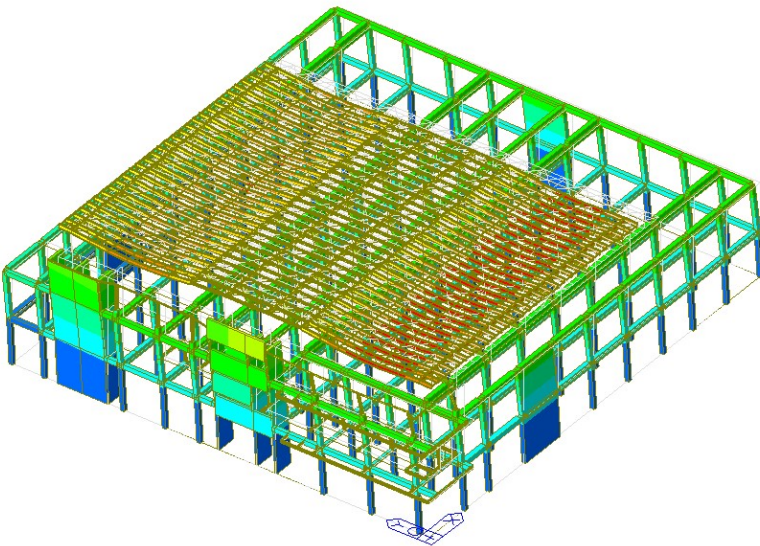
midas Gen	
POST-PROCESSOR	
DISPLACEMENT	
Z-DIRECTION	
0.02	
0.01	
0.00	
-0.01	
-0.02	
-0.03	
-0.03	
-0.04	
-0.05	
-0.06	
-0.07	
-0.08	
SCALEFACTOR=	
4.6762E+01	
CB: RARA	
MAX : 1971	
MIN : 2414	
UNIT: m	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.663	
Y: -0.482	
Z: 0.574	

DZCOMBORARA



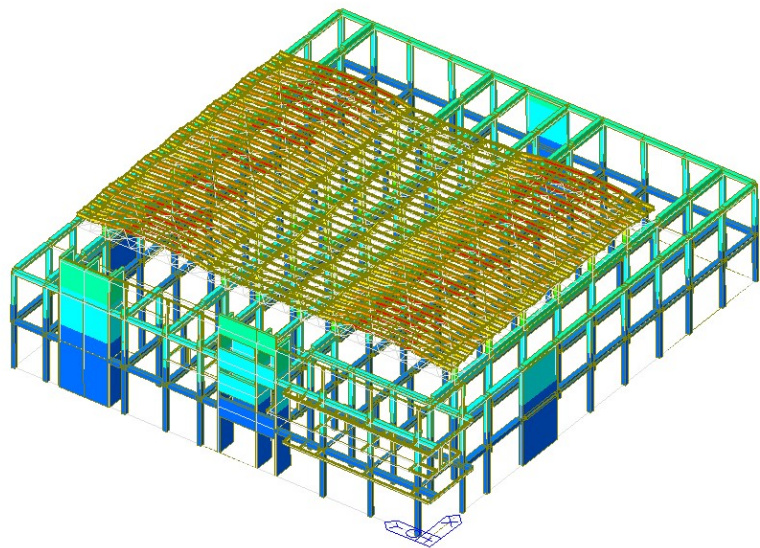
midas Gen	
POST-PROCESSOR	
DISPLACEMENT	
Z-DIRECTION	
	0.00
	0.00
	0.00
	-0.00
	-0.00
	-0.01
	-0.01
	-0.01
	-0.01
	-0.02
	-0.02
	-0.02
SCALEFACTOR=	
1.7004E+02	
ST: G1	
MAX : 1971	
MIN : 2414	
UNIT: m	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.663	
Y: 0.482	
Z: 0.574	

DZG1



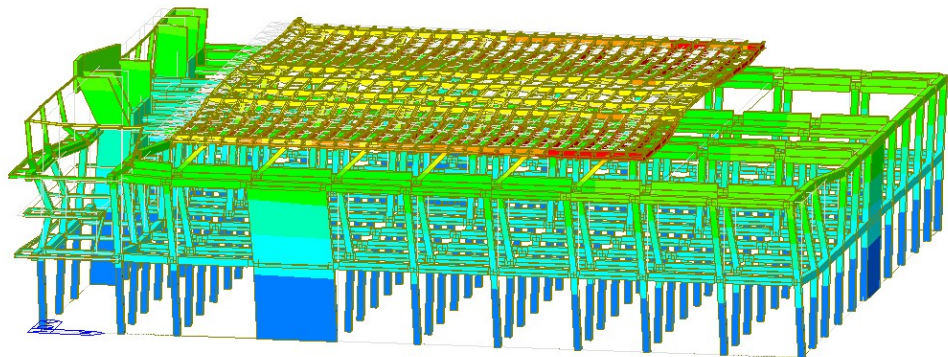
midas Gen	
POST-PROCESSOR	
DISPLACEMENT	
XY-DIRECTION	
	0.02
	0.01
	0.01
	0.01
	0.01
	0.01
	0.01
	0.01
	0.00
	0.00
	0.00
	0.00
SCALEFACTOR=	
2.3233E+02	
CB: SLO13	
MAX : 2234	
MIN : 2	
UNIT: m	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.663	
Y: 0.482	
Z: 0.574	

DXYSLO



midas Gen	
POST-PROCESSOR	
DISPLACEMENT	
XY-DIRECTION	
0.05	0.05
0.04	0.04
0.03	0.03
0.02	0.02
0.01	0.01
0.00	0.00
0.00	0.00
SCALEFACTOR=	
7.1617E+01	
CBMAX: ENV_SLU	
MAX : 2413	
MIN : 2	
UNIT: m	
VIEW-DIRECTION	
X: -0.663	
Y: -0.482	
Z: 0.574	

DXYSLU

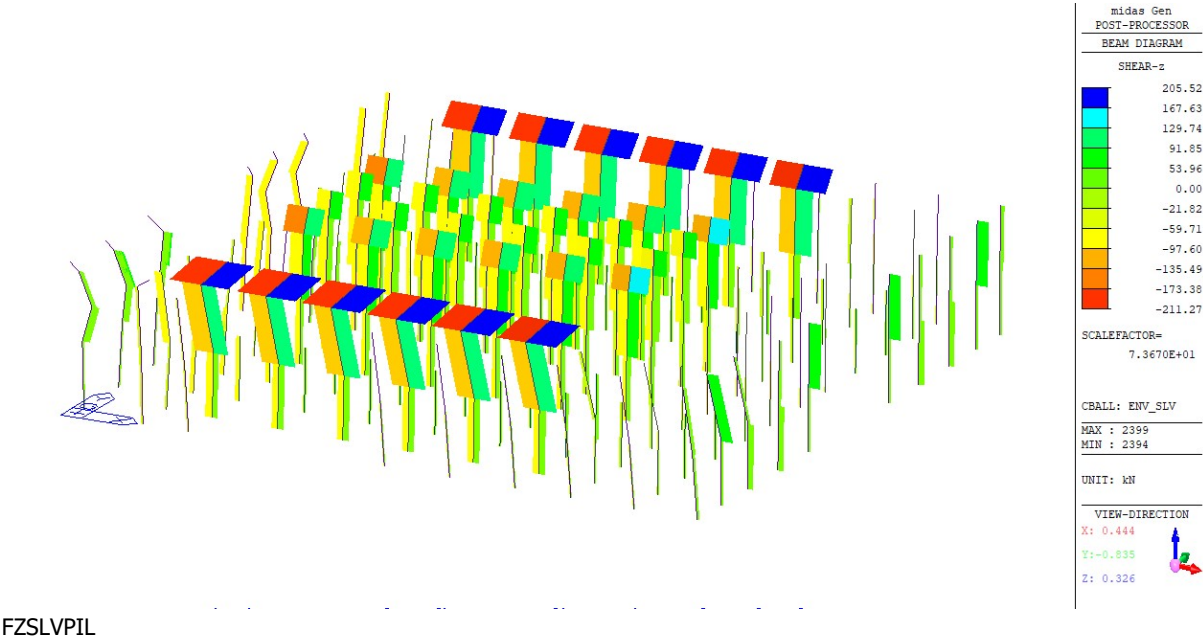
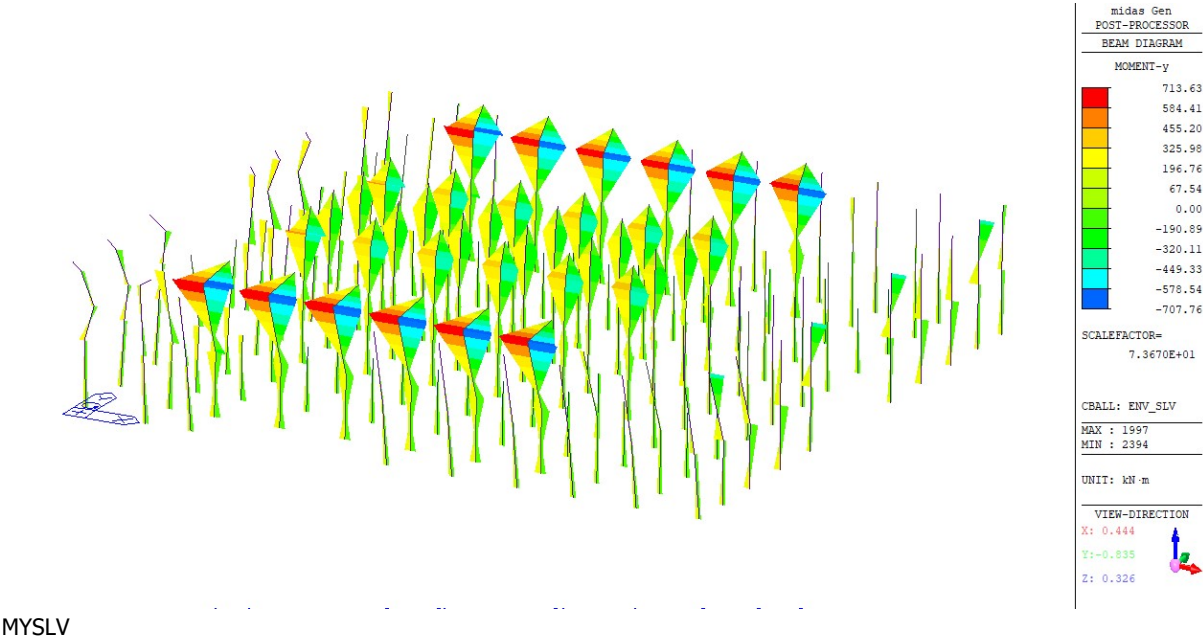


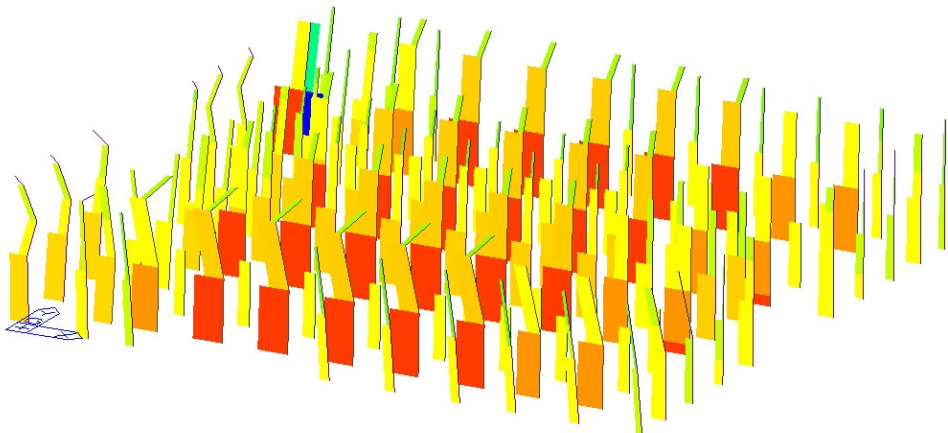
midas Gen	
POST-PROCESSOR	
DISPLACEMENT	
XY-DIRECTION	
0.05	0.05
0.04	0.04
0.03	0.03
0.02	0.02
0.01	0.01
0.00	0.00
0.00	0.00
SCALEFACTOR=	
6.9091E+01	
CBALL: ENV_SLV	
MAX : 2274	
MIN : 2	
UNIT: m	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.168	
Y: -0.965	
Z: 0.162	

DXYSLV

13.2. RIULTATI SOLLECITAZIONI

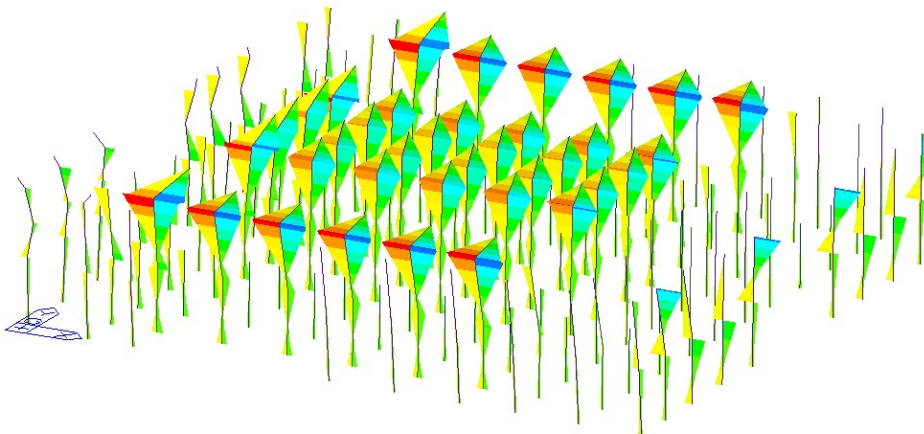
Di seguito sono riportati i risultati in termini di sollecitazioni





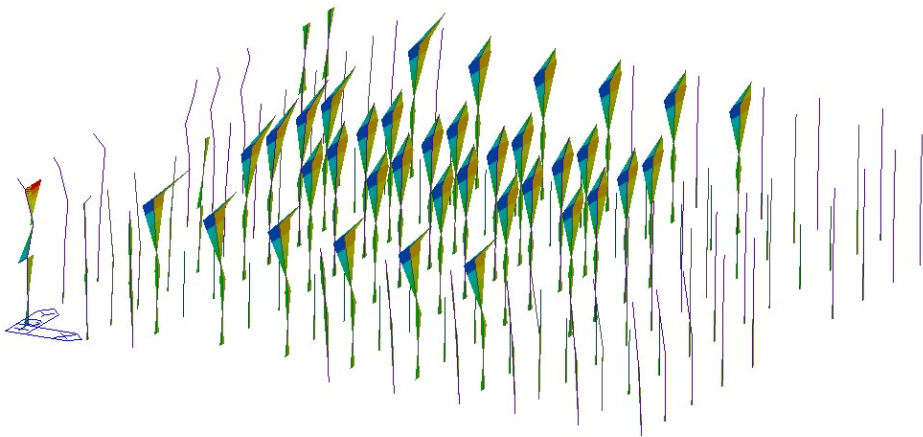
midas Gen	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
AXIAL	
	2010.12
	1533.61
	1057.11
	580.61
	0.00
	-372.40
	-848.90
	-1325.40
	-1801.90
	-2278.41
	-2754.91
	-3231.41
SCALEFACTOR=	
7.3670E+01	
CBALL: ENV_SLV	
MAX : 3580	
MIN : 49	
UNIT: kN	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.444	
Y: -0.835	
Z: 0.326	

FXPILSLV



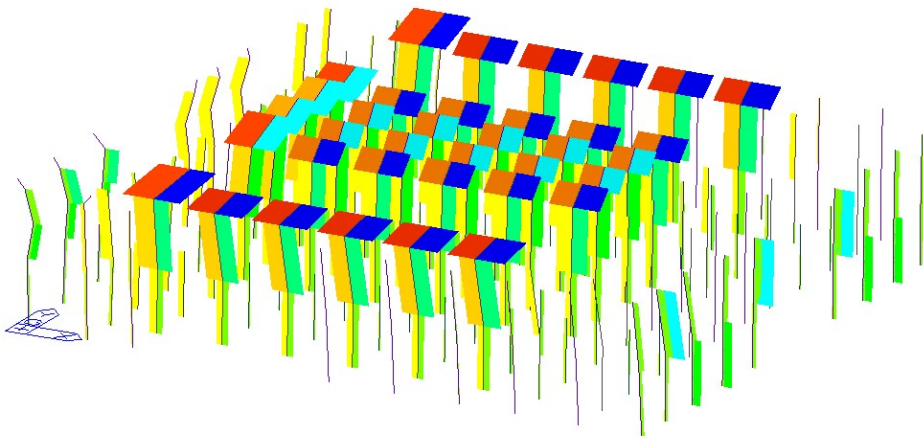
midas Gen	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	678.11
	556.06
	434.01
	311.96
	189.91
	67.86
	0.00
	-176.24
	-298.29
	-420.34
	-542.40
	-664.45
SCALEFACTOR=	
8.6578E+01	
CBALL: ENV_SLV	
MAX : 1997	
MIN : 2394	
UNIT: kN.m	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.444	
Y: -0.835	
Z: 0.326	

MYSLUPIL



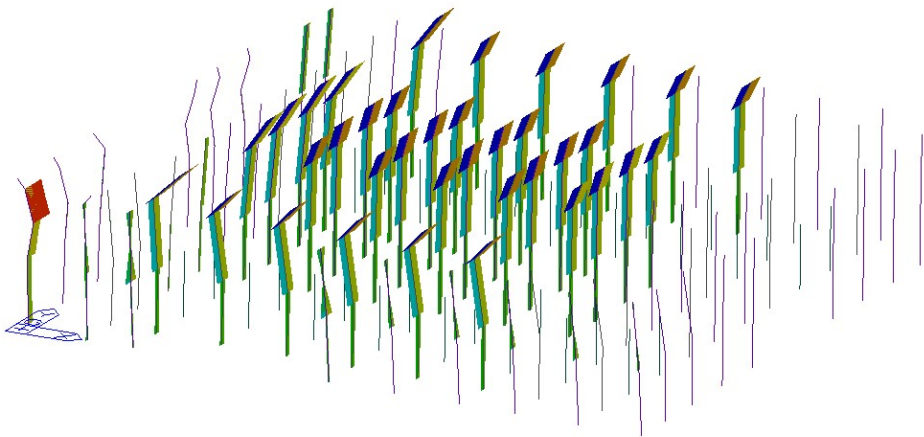
midas Gen	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-z	
	656.01
	555.06
	454.10
	353.14
	252.19
	151.23
	0.00
	-50.68
	-151.64
	-252.59
	-353.55
	-454.50
SCALEFACTOR=	
8.6578E+01	
CBALL: ENV_SLU	
MAX : 3885	
MIN : 2452	
UNIT: kN.m	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.444	
Y: 0.835	
Z: 0.326	

MZSLUPIL



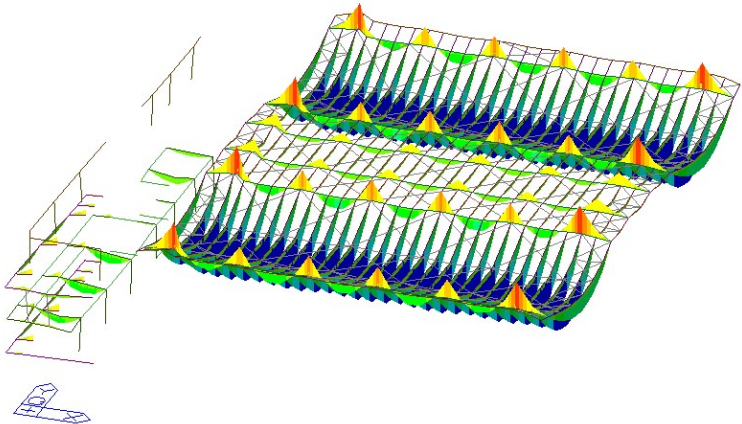
midas Gen	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
	190.36
	155.02
	119.68
	84.35
	49.01
	0.00
	-21.66
	-57.00
	-92.33
	-127.67
	-163.01
	-198.34
SCALEFACTOR=	
8.6578E+01	
CBALL: ENV_SLU	
MAX : 2399	
MIN : 2394	
UNIT: kN	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.444	
Y: 0.835	
Z: 0.326	

FZSLUPIL



midas Gen	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-y	
	135.67
	102.61
	69.55
	36.49
	0.00
	-29.62
	-62.68
	-95.74
	-128.80
	-161.86
	-194.91
	-227.97
SCALEFACTOR=	
8.6578E+01	
CBALL: ENV_SLU	
MAX : 2452	
MIN : 3885	
UNIT: kN	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.444	
Y: 0.835	
Z: 0.326	

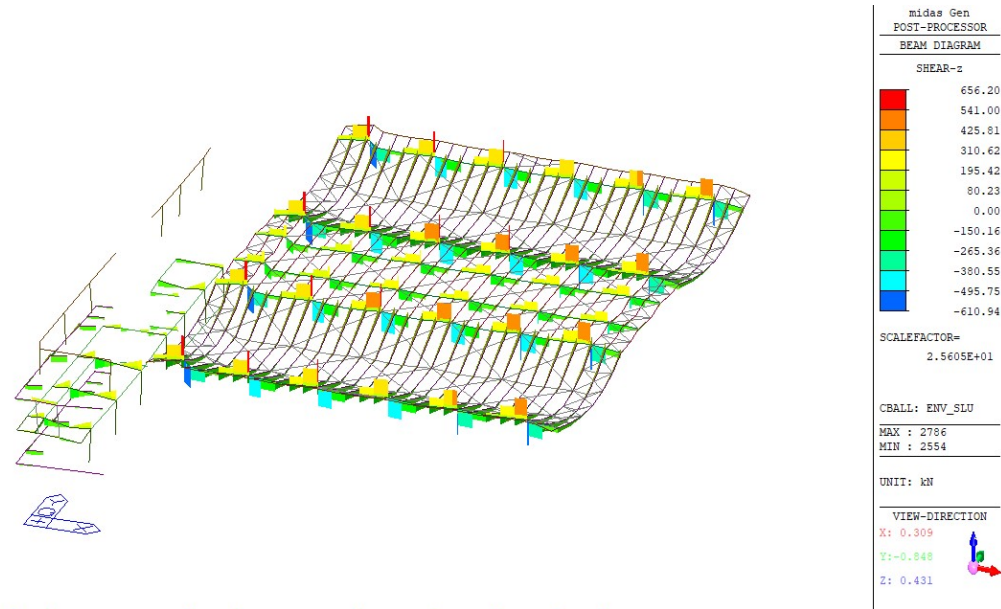
FYSLUPIL



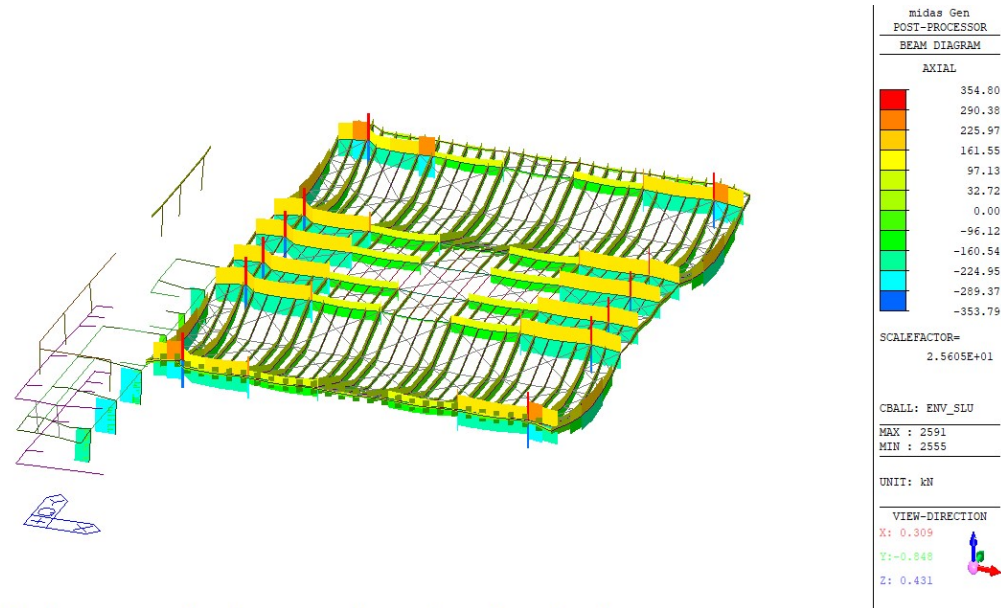
midas Gen	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	813.87
	658.70
	503.53
	348.36
	193.18
	0.00
	-117.16
	-272.33
	-427.50
	-582.67
	-737.84
	-893.01
SCALEFACTOR=	
2.5605E+01	
CBALL: ENV_SLU	
MAX : 3129	
MIN : 2550	
UNIT: kN.m	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.309	
Y: 0.848	
Z: 0.431	

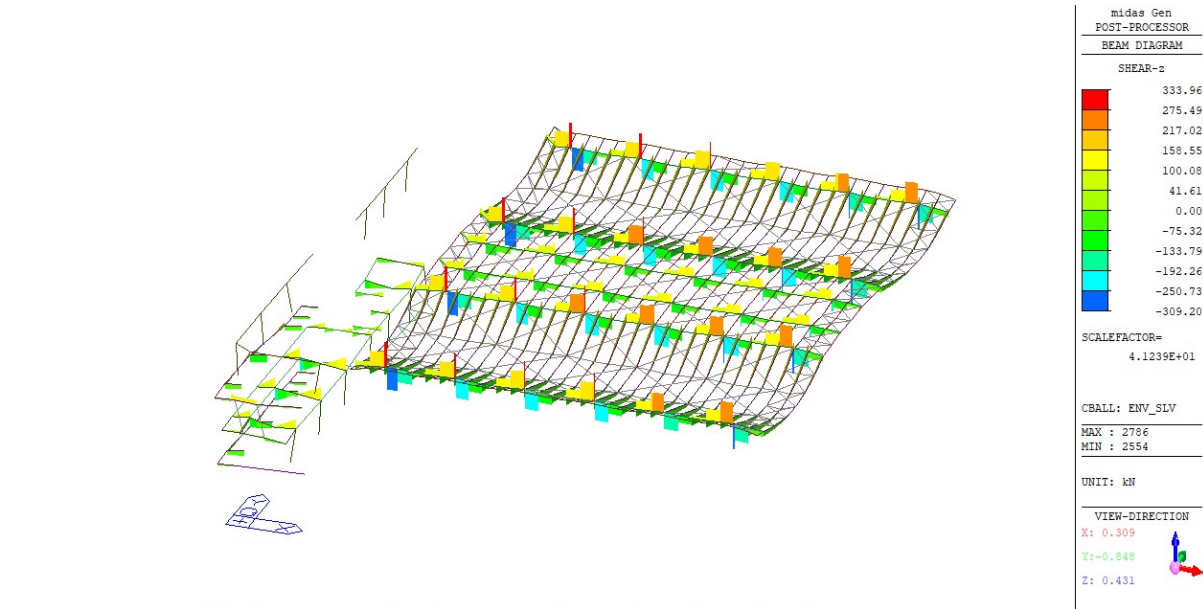
MYSLUACCIAIO

FZSLUACCIAIO

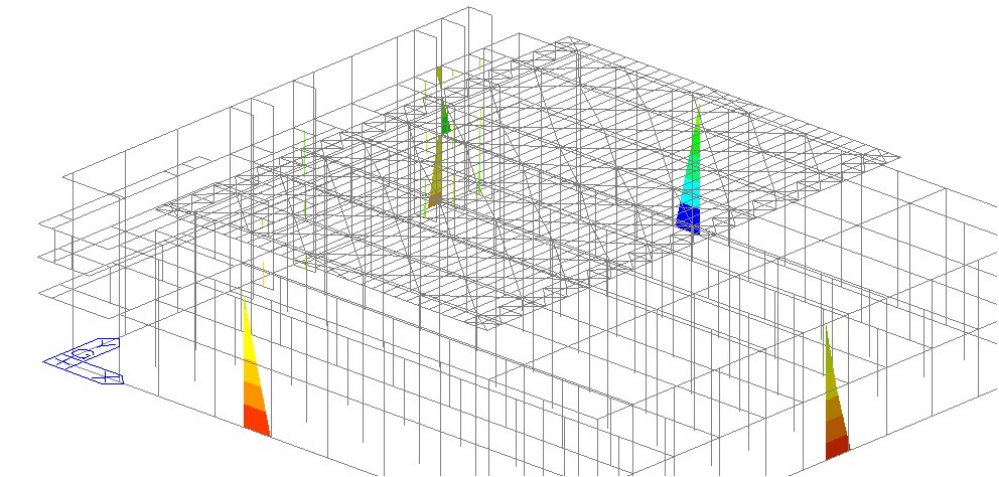


FXSLUACCIAIO





FZSLVACCIAIO



MySLVSETTI

13.3. RIULTATI EFFETTI DEL II ORDINE

Di seguito è riportata una tabella di controllo degli effetti del secondo ordine mediante il parametro Θ in accordo con la [7.3.3] del D.M Infrastrutture 17 gennaio 2018.

MIDAS/Gen Result-[Stability Coefficient] x									
	Load Case	Story	Story Height (m)	Vertical Load (kN)	Story Shear Force (kN)	Modified Story Drift (m)	Beta (β)	Stability Coefficient (Θ)	Allowable Limit
	q=1, le=1.5, Scale Factor=1 Press right mouse button and click 'Set Stability Coefficient Parameters...' menu to change Cd/le/Scale Factor/Beta!								
►	SLV X(RS)	5F	1.65	0.0000	151.0323	0.0101	1.0000	0.0000	0.301
	SLV X(RS)	4F	3.35	28202.9216	3935.9025	0.0067	1.0000	0.0215	0.301
	SLV X(RS)	3F	3.55	8423.4574	10198.3569	0.0023	1.0000	0.0008	0.301
	SLV X(RS)	2F	3.80	157214.0819	10393.2507	0.0023	1.0000	0.0139	0.301
	SLV X(RS)	1F	7.15	357029.1608	15769.5914	0.0022	1.0000	0.0104	0.301
	SLV Y(RS)	5F	1.65	0.0000	41.0024	0.0022	1.0000	0.0000	0.301
	SLV Y(RS)	4F	3.35	28202.9216	596.9160	0.0012	1.0000	0.0257	0.301
	SLV Y(RS)	3F	3.55	8423.4574	1655.1549	0.0004	1.0000	0.0009	0.301

13.4. VERIFICHE SLO

In accordo con le NTC18, nei confronti degli SLO si effettua un controllo degli spostamenti di interpiano, in termini di rigidezza.

Nello specifico, in accordo al paragrafo 7.3.6.1 delle NTC18, considerando che le tamponature sono collegate rigidamente alla struttura, deve risultare:

$$d_r \leq 2/3 \times 0.005 \times h = 0.0033 \times h$$

essendo d_r lo spostamento relativo di interpiano ed h l'altezza di interpiano.

Di seguito è riportata una tabella dei risultati del drift di piano i quali risultano verificati

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		
					Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum)
RMC,Not Used, q=1, Ie=1.5, Scale Factor=1, Allowable Ratio=0.015 Press right mouse button and click 'Set Story Drift Parameters...' menu to change RMC or Cd/Ie/Scale Factor/Allowable Ratio/Beta!												
SLO X(R)	5F	1.65	1.00	0.0150	-	-	-	-	-	0.0071	0.0047	1.
SLO X(R)	4F	3.35	1.00	0.0150	1567	0.0096	0.0064	0.0019	OK	0.0047	0.0031	2.
SLO X(R)	3F	3.55	1.00	0.0150	2485	0.0016	0.0011	0.0003	OK	0.0016	0.0011	1.
SLO X(R)	2F	3.80	1.00	0.0150	2512	0.0017	0.0011	0.0003	OK	0.0016	0.0011	1.
SLO X(R)	1F	7.15	1.00	0.0150	2	0.0016	0.0011	0.0001	OK	0.0015	0.0010	1.
SLO Y(R)	5F	1.65	1.00	0.0150	-	-	-	-	-	0.0015	0.0010	1.
SLO Y(R)	4F	3.35	1.00	0.0150	1572	0.0036	0.0024	0.0007	OK	0.0008	0.0006	4.
SLO Y(R)	3F	3.55	1.00	0.0150	2608	0.0008	0.0005	0.0001	OK	0.0003	0.0002	2.
SLO Y(R)	2F	3.80	1.00	0.0150	2512	0.0008	0.0005	0.0001	OK	0.0004	0.0003	1.
SLO Y(R)	1F	7.15	1.00	0.0150	2	0.0008	0.0005	0.0001	OK	0.0003	0.0002	2.
SLO X(E)	5F	1.65	1.00	0.0150	-	-	-	-	-	0.0003	0.0002	1.
SLO X(E)	4F	3.35	1.00	0.0150	1567	0.0018	0.0012	0.0004	OK	-0.0000	-0.0000	64.
SLO X(E)	3F	3.55	1.00	0.0150	2608	0.0001	0.0001	0.0000	OK	0.0000	0.0000	6.
SLO X(E)	2F	3.80	1.00	0.0150	2512	0.0002	0.0001	0.0000	OK	0.0001	0.0001	2.
SLO X(E)	1F	7.15	1.00	0.0150	2	0.0002	0.0001	0.0000	OK	0.0000	0.0000	15.

13.5. VERIFICHE STRUTTURE METALLICHE

Nel presente paragrafo sono riportate le verifiche effettuate con l’ausilio del programma di calcolo e validate manualmente mediante dimensionamenti sulle strutture metalliche.

Dimensionamento sezione barriera piano copertura	
q _{SLU}	9 [kN/m]
H	3,6 m
M _{Ed}	58,32 kNm
δ _{max} [L/200]	36 mm
J _{min}	24994286 mm ⁴
J _{min}	2499,4 cm ⁴
J _{ef}	5790 IPE270
δ[L/?]-SLE	12,0 mm
W _{min}	172,50 cmc
FV.	0,33 [D/C]

È stata scelta un IPE 400

Di seguito è riportato il dimensionamento degli sbalzi.

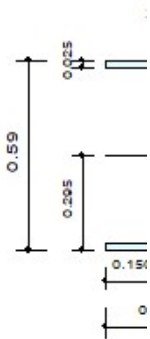
$$J_{min} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot \delta_{max} \cdot E}$$

q_RARA	12,8 kN/mq	note
q_RARA	0,01275 N/mm ²	
i	1000 mm	
q _i	12,8 N/mm	
L _i	7300 mm	
δ _{max} [L/500]	14,6 mm	presenza facciata in vetro
J _{min}	153768810,5 mm ⁴	
J _{min}	15376,88 cm ⁴	
J _{eff}	18260 cm ⁴	HEA300
δ[L/?]	12,29 mm	SI
Dimensionamento mensola in acciaio		
R1_RARA	46537,5 N/mm ²	note
q_RARA	46,5375 N/mm ²	
L _{TOT}	1600 mm	
M*_SLU	111,7 kNm	
L_mensola	1600 mm	

proposti

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, m
Member No	2896
Material	S355 (No:2) (Fy = 355000, Es = 210000000)
Section Name	HEA600 (No:13) (Rolled : HEA600).
Member Length	: 1.33000



2. Member Forces

Axial Force	Fxx = -13.408 (LCB: 8, POS:J)
Bending Moments	My = -790.23, Mz = 60.6590
End Moments	Myi = -199.10, Myj = -790.23 (for Lb) Myi = -199.10, Myj = -790.23 (for Ly) Mzi = -39.852, Mzj = 60.6590 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = -97.290 (LCB: 31, POS:I) Fzz = 480.415 (LCB: 5, POS:J)

Depth	0.59000
Top FWidth	0.30000
Bot.FWidth	0.30000
Area	0.02200
Oyb	0.19943
Iyy	0.00141
Ybar	0.15000
Wely	0.00479
ry	0.25000

3. Design Parameters

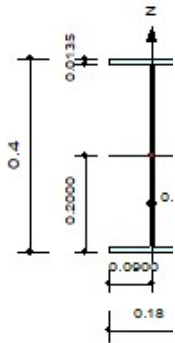
Unbraced Lengths	Ly = 1.33000, Lz = 1.33000, Lb = 1.33000
Effective Length Factors	Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors	Cmy = 0.84, Cnz = 0.65, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio	$KL/r = 23.3 < 200.0$ (Memb:2922, LCB: 3)..... O.K
Axial Resistance	$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 13.41/8023.00 = 0.002 < 1.000$ O.K
Bending Resistance	$M_{Edy}/M_{Rdy} = 790.23/1899.25 = 0.416 < 1.000$ O.K $M_{Edz}/M_{Rdz} = 60.659/407.474 = 0.149 < 1.000$ O.K
Combined Resistance	$R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$ $R_{BiM} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^{\beta}$

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, m
Member No	3889
Material	S355 (No:2) ($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	IPE400 (No:20) (Rolled : IPE400).
Member Length	: 3.60000



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = -5.9533$ (LCB: 5, POS:I)
Bending Moments	$M_y = 0.55438$, $M_z = -8.6551$
End Moments	$M_{yi} = 0.55438$, $M_{yj} = 0.00000$ (for L_b) $M_{yi} = 0.55438$, $M_{yj} = 0.00000$ (for L_y) $M_{zi} = -8.6551$, $M_{zj} = 2.25364$ (for L_z)
Shear Forces	$F_{yy} = -3.0920$ (LCB: 4, POS:I) $F_{zz} = 2.13422$ (LCB: 24, POS:I)

Depth	0.40000
Top Flange Width	0.18000
Bot.Flange Width	0.18000
Area	0.00845
C_{yb}	0.07200
I_{yy}	0.00023
Y_{bar}	0.09000
W_{ely}	0.00116
r_y	0.16467

3. Design Parameters

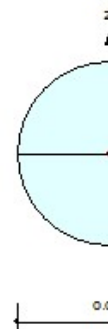
Unbraced Lengths	$L_y = 3.60000$, $L_z = 3.60000$, $L_b = 3.60000$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 0.85$, $C_{mz} = 0.85$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio	$KL/r = 89.2 < 200.0$ (Mem:3889, LCB: 5)..... O.K
Axial Resistance	$N_{Ed}/\text{MIN}[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 5.95/2882.06 = 0.002 < 1.000$ O.K
Bending Resistance	$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.554/391.408 = 0.001 < 1.000$ O.K $M_{Edz}/M_{Rdz} = 8.6551/51.8370 = 0.167 < 1.000$ O.K
Combined Resistance	$R_{b,N} = N_{Ed}/(\lambda_{eff} \cdot N_{b,Rd})$, $R_{b,M} = (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot N_{b,Rd})/M_{Rdy} + (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot N_{b,Rd})/M_{Rdz}$

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, m
Member No	4020
Material	S355 (No:2) ($F_y = 335000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	TIRANTI SOPPALCO (No:24) (Built-up Section).
Member Length	: 3.55000



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = 81.4254$ (LCB: 6, POS:I)
Bending Moments	$M_y = 0.00000$, $M_z = 0.00000$
End Moments	$M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 0.00000$ (for Lb) $M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 0.00000$ (for Ly) $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for Lz)
Shear Forces	$F_{yy} = 0.00000$ (LCB: 45, POS:I) $F_{zz} = 0.00000$ (LCB: 45, POS:I)

Outer Dia. 0.05000	
Area	0.00196
C_{yb}	0.00021
I_{yy}	0.00000
Y_{bar}	0.02500
W_{ely}	0.00001
r_y	0.01250

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 3.55000$, $L_z = 3.55000$, $L_b = 3.55000$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$$L/r = 284.0 < 300.0 \text{ (Memb:4020, LCB: 6)} \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Axial Resistance

$$N_{Ed}/N_{tRd} = 81.425/657.771 = 0.124 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Bending Resistance

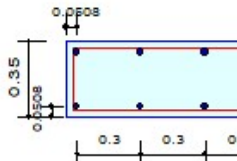
$$M_{Edy}/M_{tRdy} = 0.00000/6.97917 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

13.6. VERIFICHE SETTI E PILASTRI

Di seguito sono riportate le verifiche sui pilastri e sui setti in ca effettuate mediante l’ausilio del programma di calcolo Midas Gen.

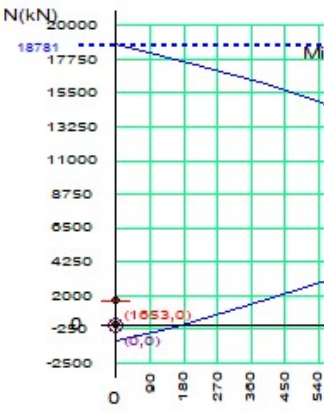
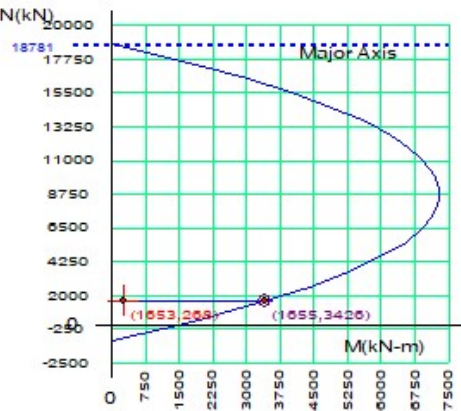
1. Design Condition

Design Code	: Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	: k
Wall ID	: 2 (Wall Mark : wM0002)		
Story-MN, Shear	: 2F (Height = 3.8 m), 1F (Height = 7.15 m)		
Material Data	: fck = 30000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Wall Dim. (Length*Thk)	: 3*0.35 m		
Vertical Rebar	: P12 @300 (AsV = 0.00075 m²/m)		

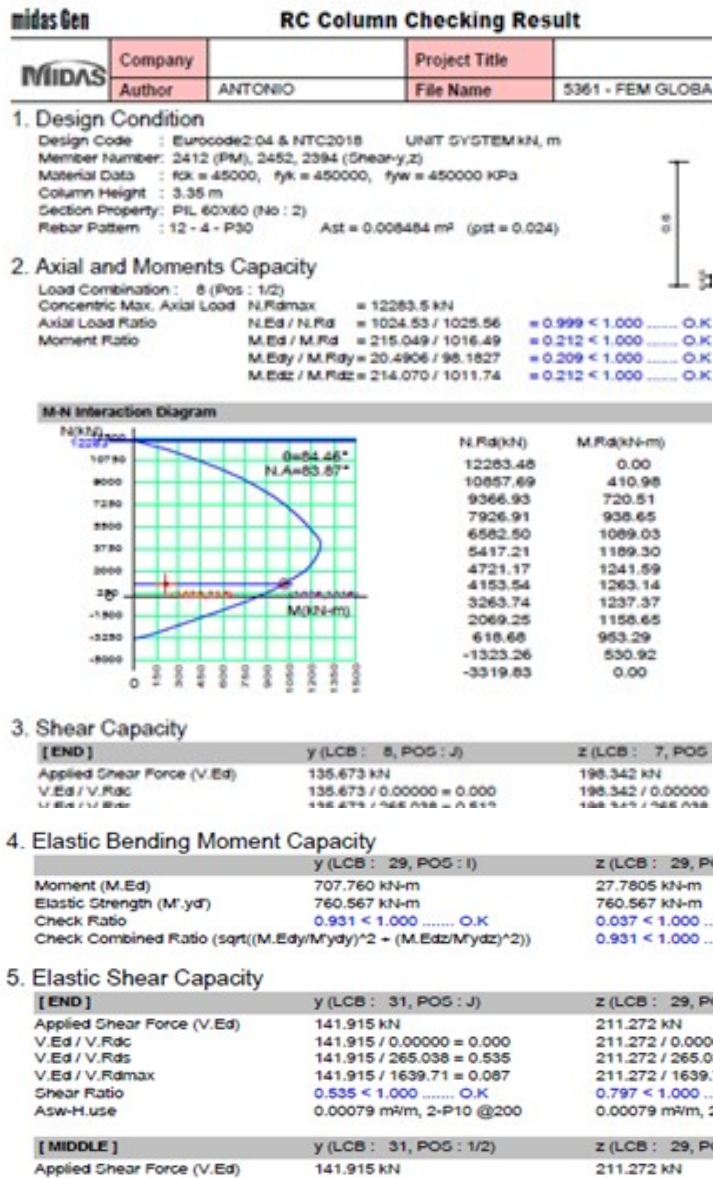


2. Axial and Moments Capacity

Concentric Max. Axial Load	N.Rdmax	= 18780.5 kN
	y (LCB : 9, POS : I)	z (LCB : 9, POS : I)
N.Ed (kN)	1653.41	1653.41
N.Rd (kN)	1655.20	0.00000
N.Ed / N.Rd	0.999 < 1.000 O.K	0.000 < 1.000 O.K
M.Ed (kN-m)	267.963	0.00000
M.Rd (kN-m)	3426.15	0.00000
M.Ed / M.Rd	0.078 < 1.000 O.K	0.000 < 1.000 O.K



3. Shear Capacity



Di seguito sono riportate le verifiche manuali sul setto maggiormente sollecitato in campo sostanzialmente elastico.

 Verifica C.A. S.L.U. - File: setto

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo :

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	650

N°	As [cm²]	d [cm]
16	16,08	156
17	16,08	166
18	16,08	176
19	16,08	186
20	16,08	196
21	16,08	206

Sollecitazioni

S.L.U.  **Metodo n** 

N _{Ed}	3000	3461 kN
M _{xEd}	0	-87000 kNm
M _{yEd}	0	0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio elastico

Materiali

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

Tipo Se

☒ Rett.

☐ a T

☐ Rett.

Metodo

☐ S.L.U.

Tipo fle

☒ Rett.

Taglio compressionesetto	
Lw[m]	6,5
cotg_teta(45°)	1
B[m]	0,6
v	0,5
α_c	1
VRd[kN]	13260,0
VEd,MIDAS[kN]-[7.4]	8042,00
FS[C/D]	1,65

Verifica SLV in campo sostanzialmente elastico

%Armatatura setti L6500mm		
A_cls[mmq]	3900000	
As_primo metro[mmq]	32153,6	0,8%
As_secondo metro[mmq]	16076,8	0,4%
As_restante 1,2m	7536	0,2%
Percentuale totale		2,86%

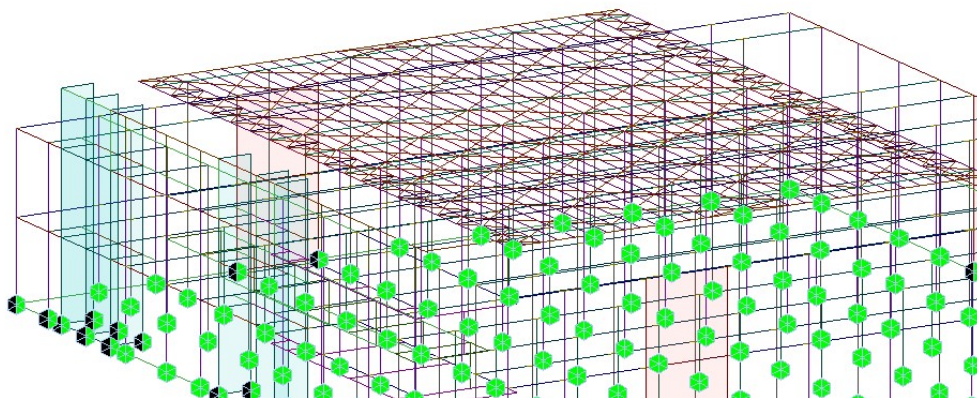
Le verifiche risultano soddisfatte.

14. FONDAZIONE

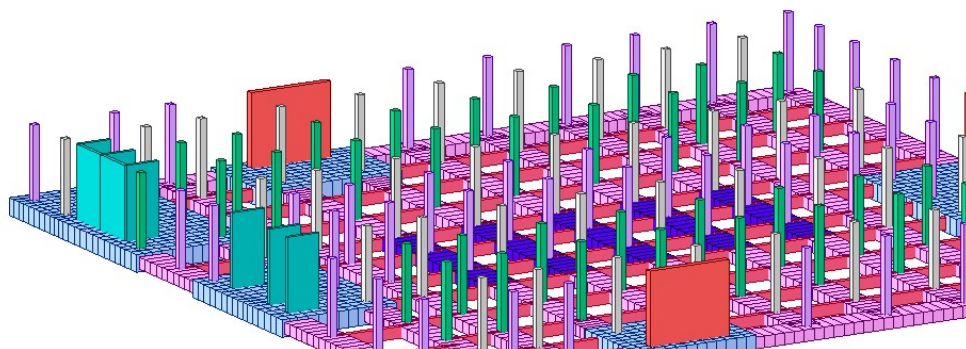
La struttura di fondazione è stata modellata separatamente dalla sovrastruttura, l'analisi è stata condotta mediante il metodo degli elementi finiti, creando un modello tridimensionale implementato nel software di calcolo MIAD GEN 2024.

I pal, progettati come riduttori di cedimenti, sono impostati su una maglia 3x3m e che le travi di fondazione hanno un'altezza di 100cm si è assunta una rigidezza del terreno equivalente e uniformemente distribuita, modello alla Winkler.

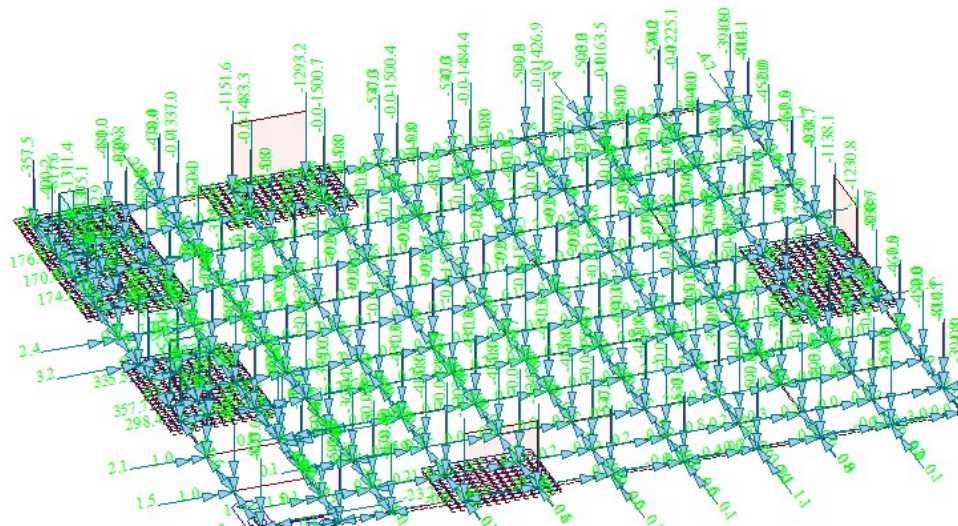
LE reazioni nodali derivanti dal modello della sovrastruttura sono stati inserite come carichi nodali nel modello della fondazione, di seguito è riportata un'immagine del modello fem.



Modello sovrastruttura



Modello sottostruttura



Carichi nodali

14.1. VERIFICHE GEOTECNICHE SLU-SLE

Le verifiche geotecniche sono state effettuate mediante l'approccio 2 con la combinazione A1+M1+R3 in accordo con il D.M. infrastrutture 17 gennaio 2018.

La struttura di fondazione risulta essere di tipo superficiale con pali riduttori di cedimenti.

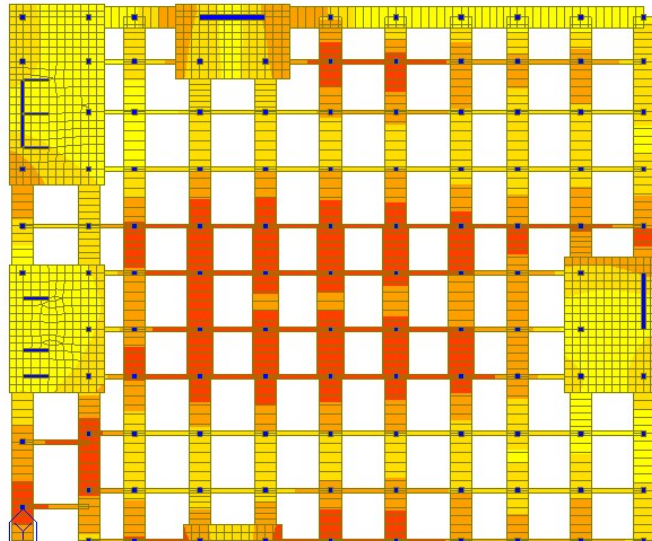
La verifica nei confronti del carico limite è stata effettuata affidando tutta la portanza alla Fondazione superficiale composta da nr. 13 travi 2.5mx1.0m di lunghezza 68m (le travi filo DEFGH presentano 14metri di trave 3.0mx1.0 non considerati nel calcolo della portanza a favore di sicurezza) , mentre i pali sono stati progettati esclusivamente come riduttori di cedimenti.

Di seguito sono riportate le varie verifiche e i vari passaggi della filosofia progettuale.

14.1.1 VERIFICHE A CARICO LIMITE SLU-FONDAZIONE SUPERFICIALE

Nel seguente calcolo è stata considerata la trattazione alla Terzaghi a favore di sicurezza.

<i>Carico limite fondazione superficiale</i>		
ϕ	28°	
γ_1	18	kN/mc
D	2	m
c	0	
N_q	14,72	tab. Viggiani
NC	25,8	
N_γ	16,72	
γ_2	19	kN/mc
B	2,5	m
qlim	927,06	kN/mq
R3	2,3	
qd_lim	403,2	kN/mq

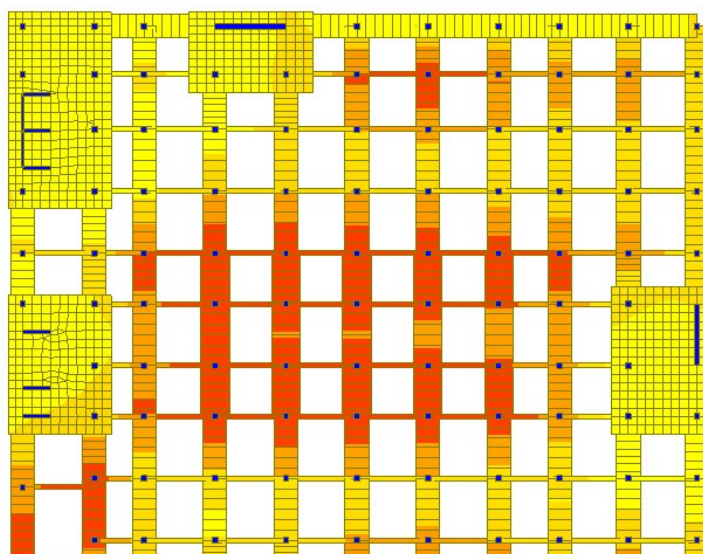


La portata nei confronti del carico limite ultimo è verificata considerando esclusivamente la fondazione superficiale.

14.1.2 Verifiche a carico limite SLE-Fondazione superficiale

Di seguito sono state effettuate le verifiche nei confronti dei cedimenti considerando esclusivamente la fondazione superficiale mediante il metodo proposto da Burland and Burbridge (1985).

Di seguito sono riportate le pressioni nella combinazione quasi permanente.



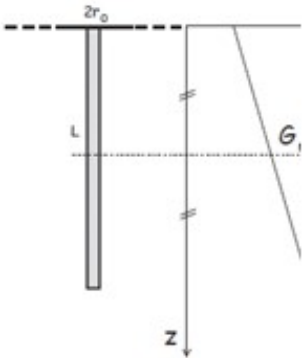
Cedimenti Burland Burbidge		
q=	206,0	[kPa]
B=	2,5	[m]
L=	68	[m] L>=B
z0=	2	[m] quota piano di posa
γsup=	19	[kPa]
z falda=	4,2	[m]
sabbie fini o limose=	VERO	Vero o falso
OCR =	1	
H=	100	[m] Sepssore comprimibile
NSPT =	9	
NSPT decrescente	FALSO	Vero o falso
t= vita nominale=	50	[anni]
carichi statici	VERO	Vero o falso
γH2O=	10	[kN/m³]
q'=	206,00	kpa pressione in Kpa
Zl=B^0,7=	1,9	[m]
Hc=	1,9	[m] Sepssore comprimibile di calcolo
σ'v0=	38	[kPa]
σ'P=OCR*σ'v0=	38	[kPa]
kF=	0,000	aliquota sabbia fine sottofalda con N≥15
Nc=	9,00	
kHZ = min{ Hc/Zl ; 1) =	1,00	
fh=(Hc/Zl)/(2-Hc/Zl)=	1	coefficiente strato comprimibile
fs=	1,53	valore limite 1,56
R3=	0,3	cedimento che si verifica nei primi 3 anni (carichi statici)
R=	0,2	0,2 per carichi statici
ft=1+R3+R*log(t/3) =	1,54	fattore tempo
σA= min{σ'P; q'} =	38,0	[kPa]
σB= max{0; q'-σA} =	168,0	[kPa]
lc= 1,71/Nc^1,4 =	0,0789	
w= fs*ft*fh*Zl*lc*(σA/3 +σB)=	64,14	[mm]

I cedimenti risultano non accettabili, quindi è stato valutato di progettare i pali di fondazione come riduttori di cedimenti.

14.2. Verifiche Palo singolo

Il cedimento del singolo palo è stato calcolato mediante il *Metodo analitico approssimato* proposto da Randolph e Wroth (1978), di seguito sono riportati i calcoli sintetici.

PALO SINGOLO Maggiormente sollecitato	
$Q_{max\ comb\ q,p}$	1018,0 kN
$\varnothing_{palo}$	600 mm
L_{palo}	14000 mm
EL	73,8 MPa
GL	29,5 MPa
ν_i	0,3
$\eta = r_b/r_0$	1
$\xi = G_L/G_b$	1
$\rho = G_m/G_L$	0,44
$\lambda = E_p/E_L$	406,5



ζ	3,58	1,11
$\mu \omega L$	1,73	25,26

w	2,76	mm	cedimento palo singolo con $E_p \rightarrow \infty$
w	5,07	mm	cedimento palo singolo con E_p reale
kp	200916,44	kN/m	rigidezza palo singolo

$$w = \frac{Q}{r_0 G_L} \frac{1 + \frac{1}{\pi \lambda} \frac{4}{1 - \nu} \frac{\eta \tanh(\mu L)}{\zeta} \frac{L}{\mu L} \frac{r_0}{r_0}}{\frac{4}{1 - \nu} \frac{\eta}{\zeta} + \frac{2 \pi \rho \tanh(\mu L)}{\zeta} \frac{L}{\mu L} \frac{r_0}{r_0}}$$
$$\eta = \frac{r_b}{r_0}$$
$$\zeta = \frac{G_L}{G_b}$$
$$\rho = \frac{G_m}{G_L}$$
$$\lambda = \frac{E_p}{E_L}$$

Il palo singolo presenta un diametro di 60cm ed una profondità di 14m, il numero totale dei pali è di 635.

14.3. Rigidezza equivalente travi-pali

Di seguito è riportato il calcolo della rigidezza della fondazione mista proposta da Randolph(1994), la ridistribuzione dei carichi tra travi e pali è stata effettuata mediante il metodo proposto da Mandolini et al. nel 2005, mentre la curva carico-cedimenti è stata ricostruita mediante il metodo proposto da Poulos, 2001°. Nel presente calcolo sono stati utilizzati i moduli elastici Edometrici, per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica.

Di seguito sono riportati i calcoli.

Portanza laterale palo singolo		
φ	28	
$\tan \phi$	0,53	
ν	18	
z_{falda}	3,2	m
z_0	2	m
diametro	0,6	m

Strato	DL[m]	z[m]	ν'	σ'_v [kN/mq]	ϕ	$\tan \phi$	
1	3,2	3,6	18	64,8	29	0,53	
2	6,8	8,6	8	100,8	28	0,53	
3	4	14	8	144	29	0,46	
TOT	14						

PALO	
Q	1018 kN
fi_palo	600 mm
Lpalo	13000 mm
EL	73,8 MPa
GL	28,4 MPa
vi	0,3 sabbia
eta=rb/r0	1
xi=GL/Gb	1
po=Gm/GL	0,44
labda=Ep/EL	406,5 rigidezza relativa paloterreno
numero pali	635
int. P ali	3000 mm
L_platea	72800 mm
B_platea	68000,00 mm
v	19
z_falda	5,5 m
σv	138,25 kN/mq

Rr,k	2115867 kN	carico limite piastra	
kr	6660000 kN/m	rigidezza piastra	K=F/w
Rp,k	973,0 kN	Carico limite palo singolo (SOLO LATE	
RG,k	617855,00 kN	Carico limite gruppo di pali	
zita	3,51		1,1
muxL	1,62		25,2

Cedimento calcolato mediante il metodo Analitico approssimato Randolph e Wroth (1978)			
w	2,09	mm	cedimento palo singolo con Ep→infinito
w	3,67	mm	cedimento palo singolo con Ep reale
kp	193007,84	kN/m	rigidezza palo singolo

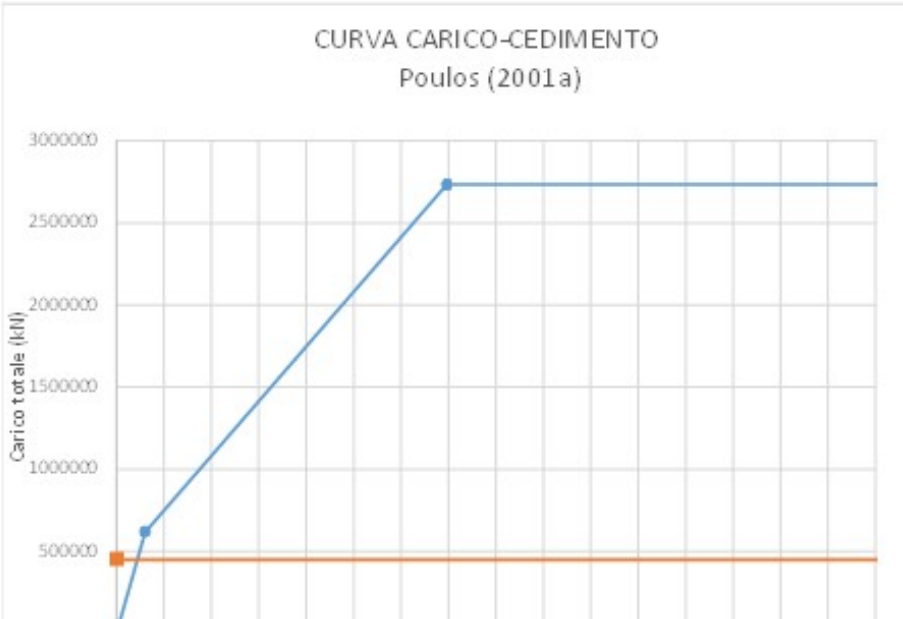
Poulos e Davis 1980		Ridistribuzione	Formule
R	12,11		Mandolini (1994a)
Rg	0,01	6,36	
Rg,max	0,04	26,95	Vigiani 2011
vgruppo,m	23,32	cedimento gruppo medio	
vgruppo,max	98,9	cedimento gruppo max	
KG	19283875	kN/m	rigidezza gruppo di pali

KG 9273404,35 kN/m rigidezza gruppo di pali (INSERIRE AL

r0	300,00	mm
rm	22750,00	mm
rc	1575,68	mm

CURVA CARICO-CEDIMENTI		Resistenze di progetto con R3=2,3[kN]
(mm)	(kN)	
0	0	0
30	617855	268632,61
348	2733722	1188574,78
2000	2733722	1188574,78

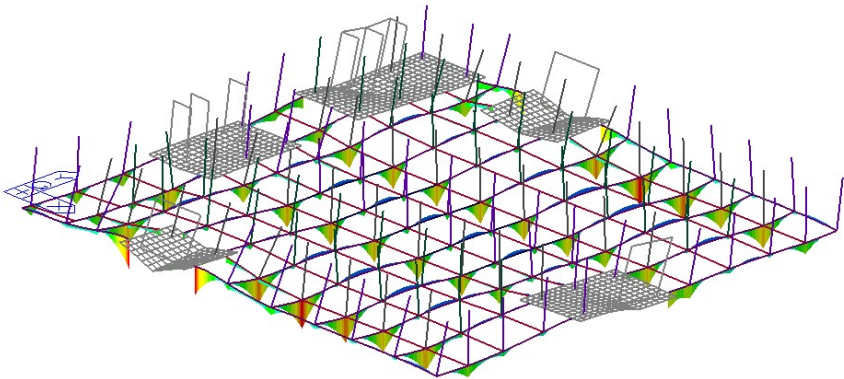
Q cob q.p.	449676 kN
SE Q < R pali	wnista[mm] 22,0
0	449676
2000	449676



I carichi risultano ridotti a 2.2 cm.

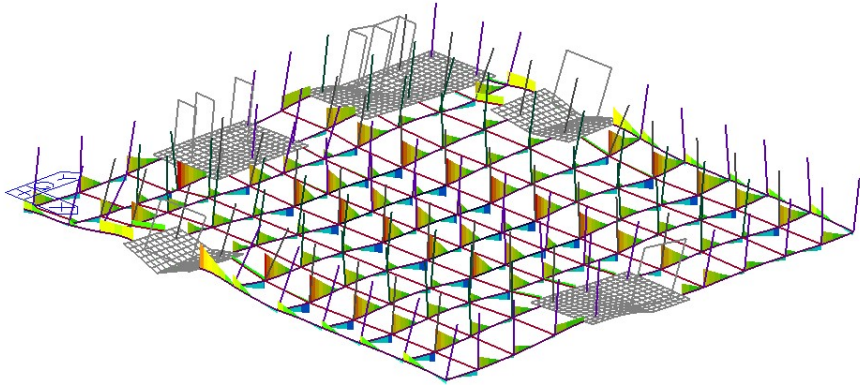
14.1.3 RISULTATI

Nel presente paragrafo sono riportati i risultati in termini di sollecitazioni e le verifiche in resistenza sulle travi e sulle solette di fondazione.



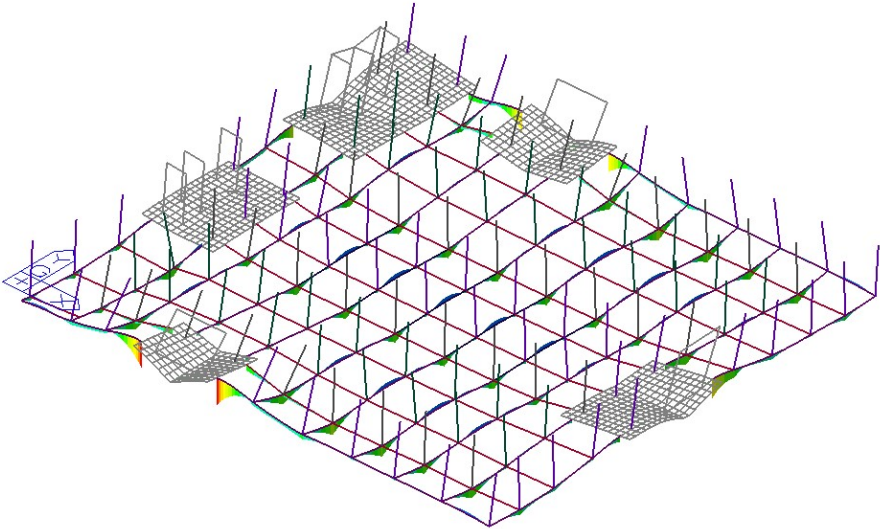
midas Gen	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	6389.07
	5717.65
	5046.22
	4374.79
	3703.37
	3031.94
	2360.52
	1689.09
	1017.67
	346.24
	0.00
	-996.61
SCALEFACTOR=	
1.9549E+02	
CEMAX: ENV_SLU	
MAX : 9003	
MIN : 12284	
UNIT: kN·m	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.670	
Y: -0.636	
Z: 0.383	

MYSLUTRAVI



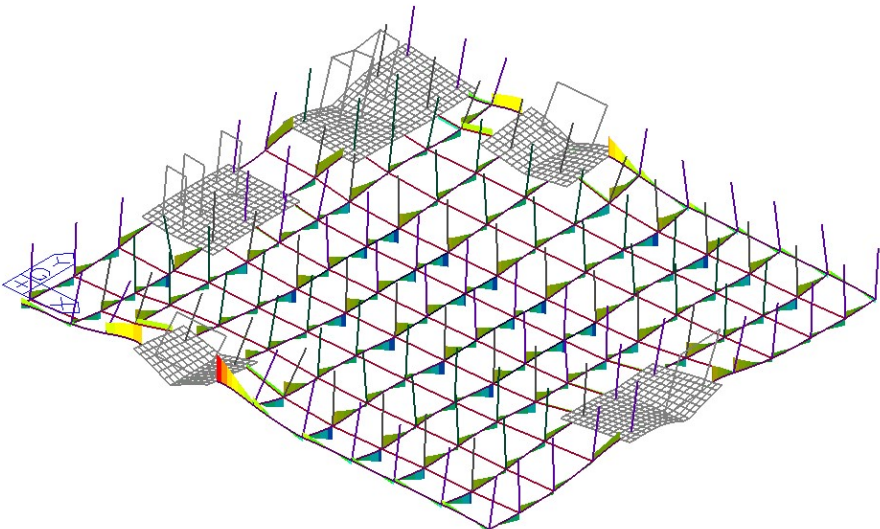
midas Gen	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
	2786.75
	2438.19
	2089.62
	1741.06
	1392.49
	1043.93
	695.37
	346.80
	0.00
	-350.33
	-696.89
	-1047.46
SCALEFACTOR=	
1.9549E+02	
CEMAX: ENV_SLU	
MAX : 12022	
MIN : 12172	
UNIT: kN	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.670	
Y: -0.636	
Z: 0.383	

FZSLUTRAVI



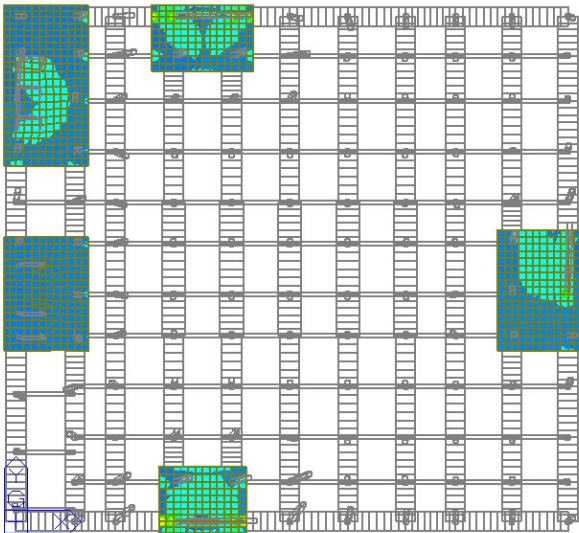
midas Gen	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y	
	9564.20
	8556.63
	7549.05
	6541.47
	5533.90
	4526.32
	3518.74
	2511.16
	1503.59
	0.00
	-511.57
	-1519.14
SCALEFACTOR=	
1.5845E+02	
CBMAX: ENV_SLV	
MAX : 9003	
MIN : 12164	
UNIT: kN.m	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.564	
Y: -0.627	
Z: 0.537	

MYSLVTRAVI



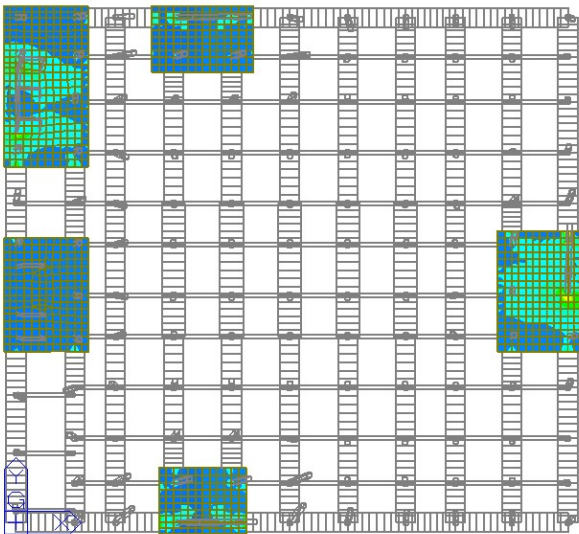
midas Gen	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-z	
	3251.49
	2798.69
	2345.88
	1893.08
	1440.28
	987.48
	534.68
	0.00
	-370.92
	-823.72
	-1276.52
	-1729.32
SCALEFACTOR=	
1.5845E+02	
CBMAX: ENV_SLV	
MAX : 9003	
MIN : 12172	
UNIT: kN	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.564	
Y: -0.627	
Z: 0.537	

FZSLVTRAVI



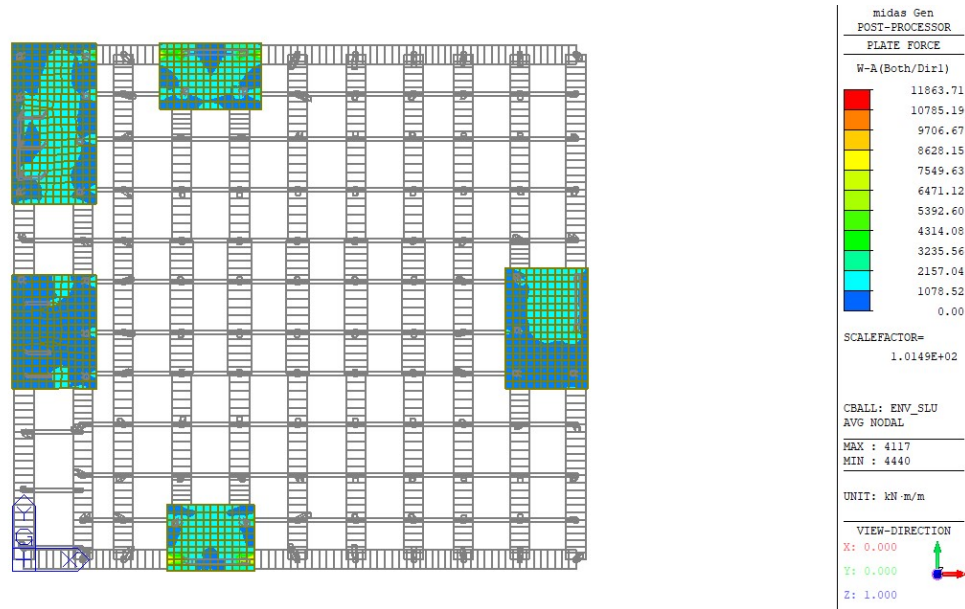
midas Gen	
POST-PROCESSOR	
PLATE FORCE	
W-A(Top/Dir1)	
	16020.62
	14564.20
	13107.78
	11651.36
	10194.94
	8738.52
	7282.10
	5825.68
	4369.26
	2912.84
	1456.42
	0.00
SCALEFACTOR=	
1.5845E+02	
CBMAX: ENV_SLV	
ELEMENT	
MAX : 11664	
MIN : 1	
UNIT: kN.m/m	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.000	
Y: 0.000	
Z: 1.000	

WAMSOLETTESLV

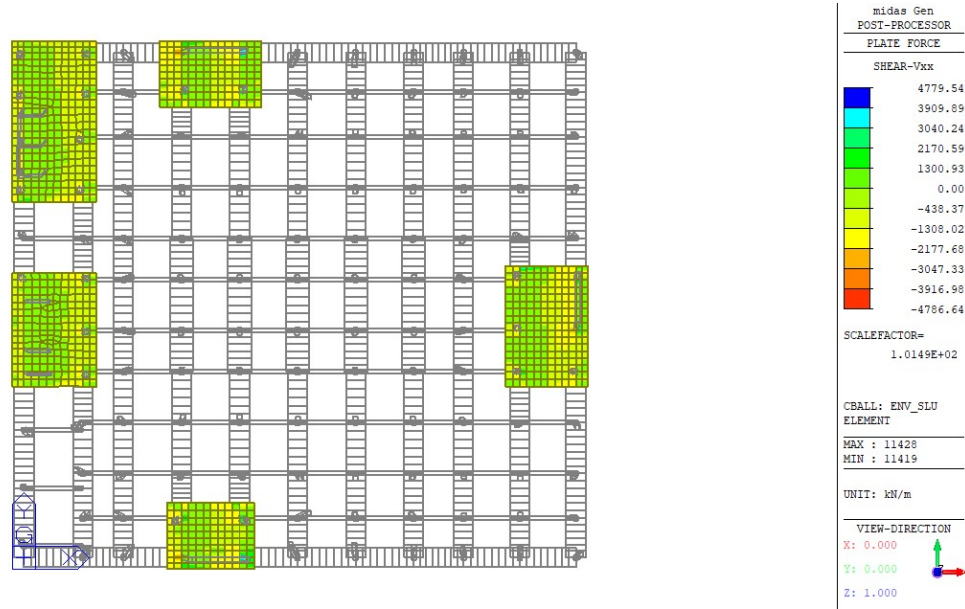


midas Gen	
POST-PROCESSOR	
PLATE FORCE	
W-A(Both/Dir2)	
	17778.47
	16162.25
	14546.02
	12929.80
	11313.57
	9697.35
	8081.12
	6464.90
	4848.67
	3232.45
	1616.22
	0.00
SCALEFACTOR=	
1.5845E+02	
CBMAX: ENV_SLV	
ELEMENT	
MAX : 4471	
MIN : 1	
UNIT: kN.m/m	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.000	
Y: 0.000	
Z: 1.000	

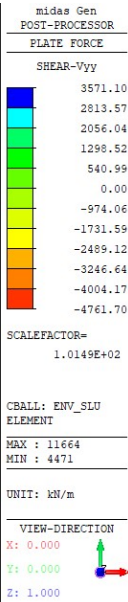
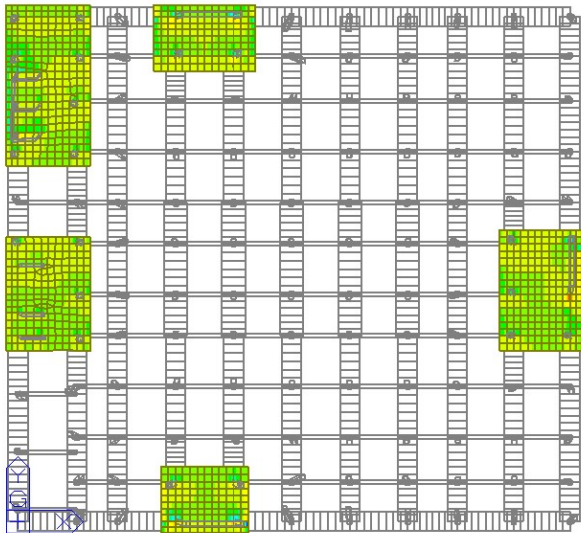
WAMSOLETTASLV



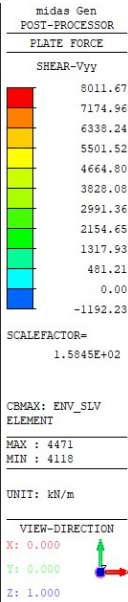
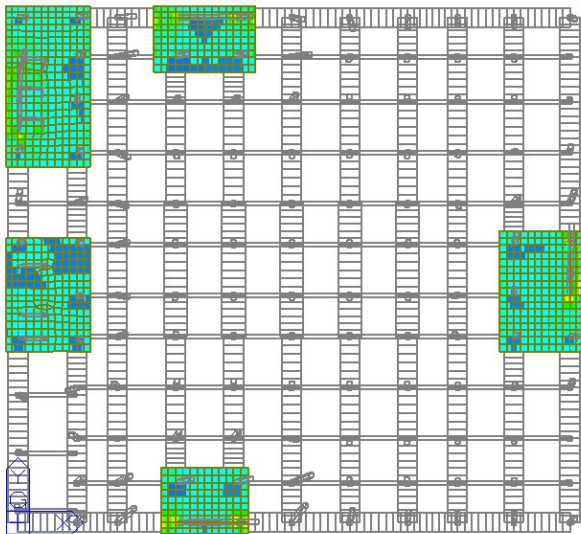
WAMSLUSOLETTA



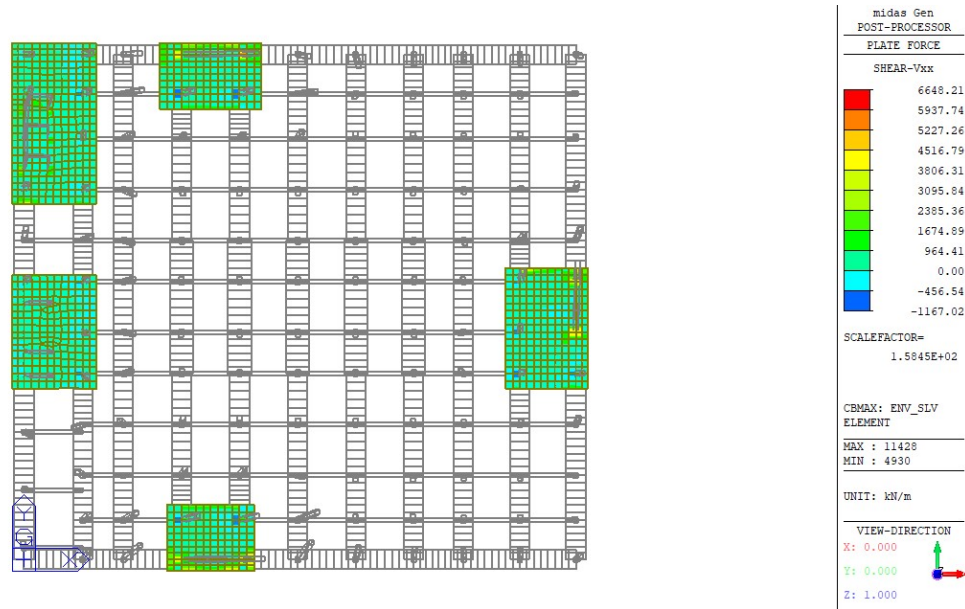
VXXSOLETTASLU



VYYSOLETTASLU



VYYSOLETTASLV



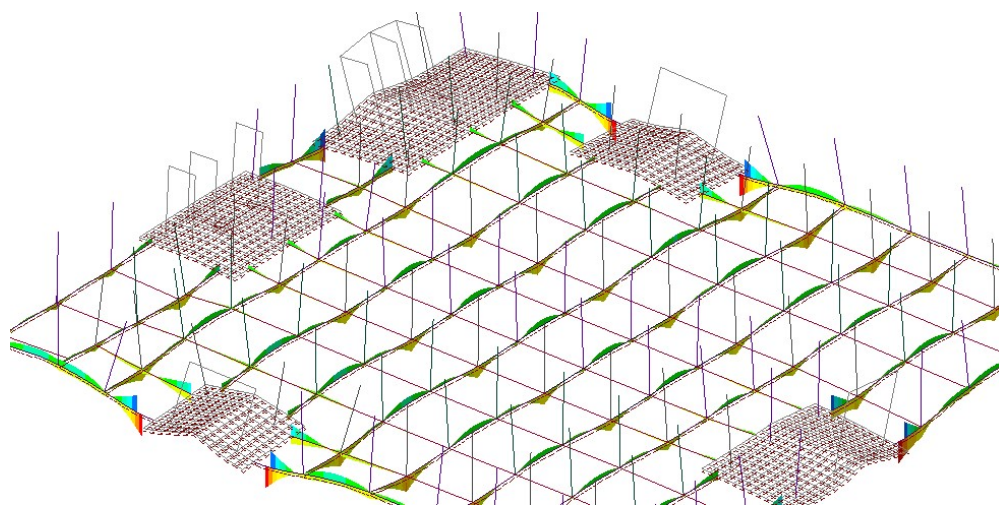
VXXSOLETTASLV

14.1.4 VERIFICHE IN RESISTENZA

Di seguito sono riportate le verifiche maggiormente significative della fondazione

Verifica trave 250x100cm

La verifica dominante per le travi in c.a risulta essere la verifica SLU, a meno dei picchi in corrispondenza della soletta in c.a.



Risultati SLV a meno di picchi in corrispondenza delle solette-setti

Verifica C.A. S.L.U. - File:

FileMaterialiOpzioniVisualizzaProgetto Sez. Rett.SismicaNormativa: NTC 2008

Titolo :

N° figure elementari

1

Zoom

N° strati barre

3

Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	250	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	120,17	5,7
2	226,19	94,3
3	120,17	88,4

Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N_{Ed}

0

0

kN

M_{xEd}

0

0

kNm

M_{yEd}

0

0

P.to applicazione N

Centro

Baricentro cls

Coord.[cm]

xN

0

yN

0

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio elastico

Materiali

B450C

C30/37

ε_{su}

1,95

‰

ε_{c2}

2

‰

f_{yd}

391,3

N/mm²

ε_{cu}

2,0

‰

M_{xRd}

10 358

kN m

σ_c

-15,97

N/mm²

σ_s

390

N/mm²

Controllo % armatura

B	2,5 m
H	1 m
A	2500000 mmq
As _{inf strato 1}	22608 mmq
As _{inf strato 2}	12010,5 mmq
As _{sup strato 3}	12010,5 mmq

VERIFICA TRAM IN C.A.

Sintesi delle verifiche secondo il DM 17.01.2018

TIPO	Trave in semplice appoggio		NOME FONDAZIONE TIPO
			PIANO -0,55
SEZIONE			
Tipo	Rettangolare		
Base	250 cm		
Altezza	100 cm		
Copriferro:	Lato compr.	4,2 cm	Lato tes o 4,2 cm
Armatura:	Lato compr.	138,04 cm ²	Lato tes o 214,98 cm ²
	1° strato:	26 e 26	1° strato: 27 e 30
	2° strato:		2° strato: 12 e 16
Staffe:	passo	15 cm	n. braccia 10
	diametro	16 mm	
MATERIALI			
Acciaio	B450C		
Calcestruzzo	C30/37		
VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO			
Flessione			
Momento sollecitante	6400 kN-m		
Momento resistente	7220 kN-m		
Fattore di sicurezza Fs	1,13 >1		
Taglio			
Taglio sollecitante	2790 kN		
Taglio resistente	4346 kN		
Fattore di sicurezza Fs	1,56 >1		
Trazione all'appoggio			
Trazione sollecitante	2790 kN		
Trazione resistente	3068 kN		
Fattore di sicurezza Fs	1,10 >1		
VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO			
Fessurazione - Apertura delle fessure			
Condizione frequente			
w di calcolo	0,38 mm	<	0,40 mm
Condizione quasi permanente			
w di calcolo	0,30 mm	<	0,30 mm
Tensioni in esercizio			
Calcestruzzo compresso			
Condizione rara	10,40 MPa	<	18,00 MPa

Rottura lato cls - acciaio snervato

resistenza con armatura a taglio

Di seguito è riportata l'armatura di base delle platee

 Verifica C.A. S.L.U. - File: platea_asbase

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008

Titolo : _____

N* figure elementari **Zoom** **N* strati barre** **Zoom**

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N*	As [cm²]	d [cm]
1	88,47	6
2	88,47	144
3	0	137
4	0	131
5	0	13
6	0	125

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N Ed	0	0 kN
M xEd	0	0 kNm
M yEd	0	0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

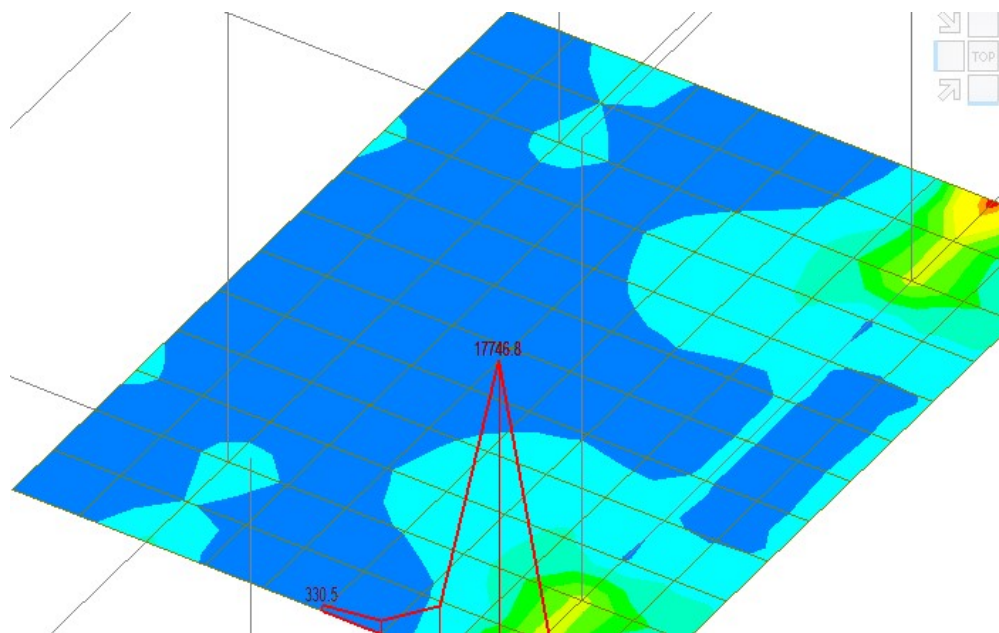
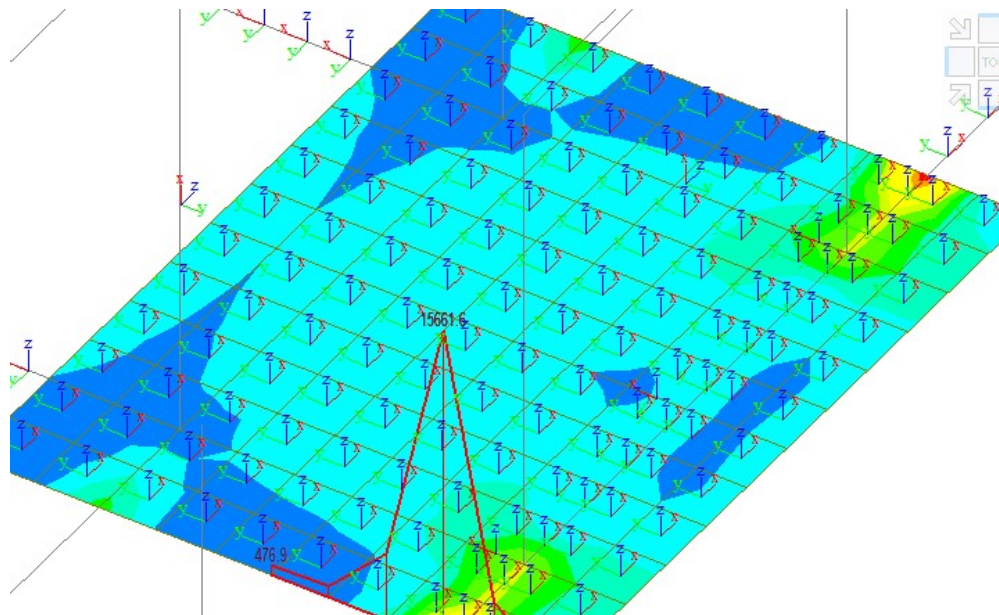
B450C	C30/37
ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰

M
xRd kN m

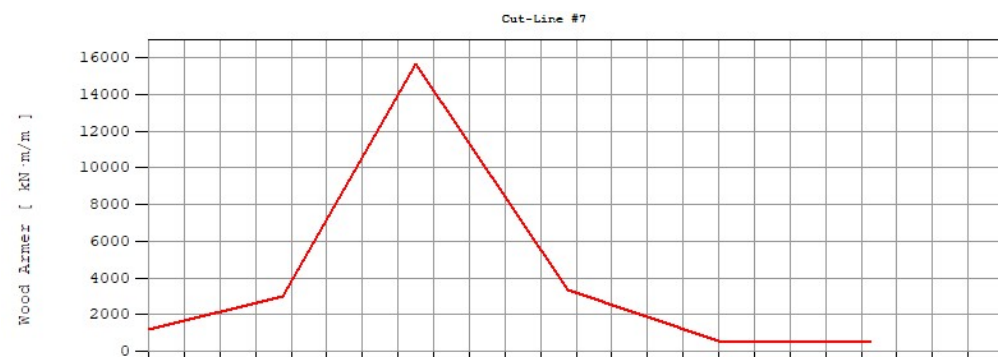
σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

Verifica a flessione armatura di base Ø32/10

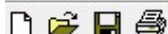


Di seguito sono riportati i grafici della section cut nei punti indicati al fine di effettuare una media dei valori.



Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008



Titolo :

N° figure elementari

1

Zoom

N° strati barre

7

Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
3	104,55	137
4	104,55	131
5	104,55	13
6	0	125
7	64,34	20

Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N

Ed

0

0

kN

M

xEd

0

0

kNm

M

yEd

0

0

P.to applicazione N

☒ Centro

☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm]

xN

0

yN

0

Tipo rottura

Lato acciaio - Acciaio snervato

M

xRd

-12 329

kN m

σ_c

-14,12

N/mm²

σ_s

391,3

N/mm²

Materiali

B450C

C30/37

ϵ_{su}

1,96

‰

ϵ_{c2}

2

‰

f_{yd}

391,3

N/mm²

ϵ_{cu}

2,0

‰

Tipo Se

☒ Rett.

☐ a T

☐ Rett.

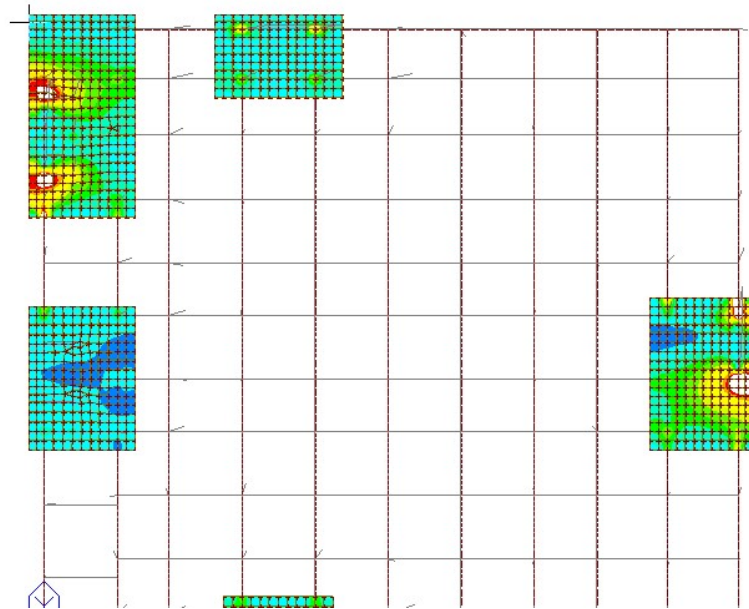
Metodo

☒ S.L.U.

Tipo file

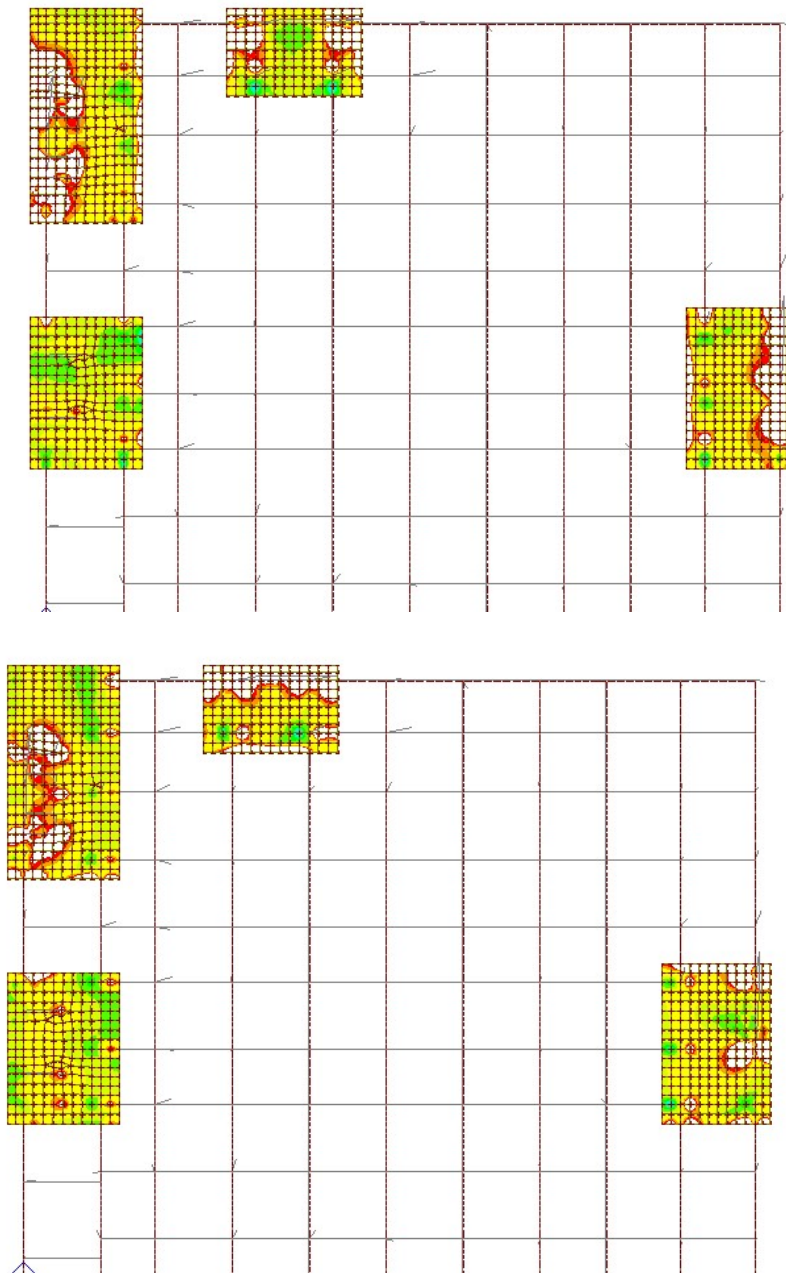
☒ Rett.

Controllo % armatura	
B	1 m
H	1,5 m
A	1500000 mmq
As _{inf s/nrato 1}	10449,92 mmq
As _{inf s/nrato 2}	10449,92 mmq
As _{inf s/nrato 3}	10449,92 mmq
As _{inf s/nrato 4}	0 mmq
As _{sup s/nrato 1}	10449,92 mmq
As _{sup s/nrato 2}	10449,92 mmq
As _{sup s/nrato 3}	6430,72 mmq
As _{sup s/nrato 4}	0 mmq



In corrispondenza dei picchi saranno inserite armature aggiuntive dedicate per tre strati al fine di soddisfare le verifiche.

Verifica a taglio senza armatura dedicata



MATERIALI

Acciaio	B450C	
f_{yk}	450	MPa
f_k	540	MPa
E_s	206000	MPa
g_s	1,15	
f_{yd}	391,30	MPa

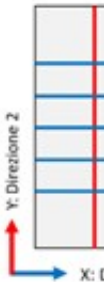
Calcestruzzo	C30/37	
R_{α}	37	MPa
$f_{\alpha k}$	30	MPa
f_{cm}	38,0	MPa
f_{ctm}	2,90	MPa
f_{ctm}	3,48	MPa
E_{cm}	32836,57	MPa
g_M	1,5	
f_{cd}	17,00	MPa
f_{ctd}	1,35	MPa

GEOMETRIA

b_w	100	cm
h	150	cm
C_{SUP}	5,6	cm
C_{INF}	5,6	cm

ARMATURA LONGITUDINALE

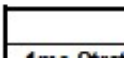
Direzione principale (X o Y): y
Direzione secondaria (X o Y): x



Armatura Superiore	1mo Strato			2do Strato	
	Quantità [##/m]	ø	As [mm²/m]	Quantità [##/m]	ø
Direzione x	10	P30	7068,58	0	P26
Direzione y	10	P30	7068,58	0	P26

Armatura Inferiore	1mo Strato			2do Strato	
	Quantità [##/m]	ø	As [mm²/m]	Quantità [##/m]	ø
Direzione x	10	P30	7068,58	5	P24
Direzione y	10	P30	7068,58	5	P24

Direzione y



Nelle

RESISTENZA A TAGLIO - SOLETTA SENZA ARMATURA A TAGLIO

V_c	1,5
$C_{Rd,c}$	0,12
f_{ctk}	30 MPa

Uno Strato	k	A_{st} [mm ²]	d [mm]	ρ_1	$V_{Rd,c}$ [kN]
Sup. Dir. y	1,37	7068,58	1429	0,0049	579,04
Sup. Dir. x	1,38	7068,58	1399	0,0051	572,56
Inf. Dir. y	1,37	7068,58	1429	0,0049	579,04
Inf. Dir. x	1,38	7068,58	1399	0,0051	572,56

Due Strati	k	A_{st} [mm ²]	d [mm]	ρ_1	$V_{Rd,c}$ [kN]
Sup. Dir. y	1,38	7068,58	1399	0,0051	572,56
Sup. Dir. x	1,38	7068,58	1371	0,0052	566,47
Inf. Dir. y	1,38	9330,52	1399	0,0067	628,08
Inf. Dir. x	1,38	9330,52	1372	0,0068	621,64

RESISTENZA A TAGLIO - SOLETTA PROVISTA DI ARMATURA A TAGLIO

Staffe

Diametro staffe	20	mm
s	200	mm
N° braccia	5	
α	90	°
A_{sw}	1570,80	mm ²
v_1	0,5	
α_{cw}	1,0	

	Calcolato	Impostato
θ	0,65	0,79
ctg θ	1,33	1,00
V_{Rad} [kN]	5141,98	3869,59
V_{Rd1} [kN]	5141,98	5351,18
V_{Rd2} [kN]	5141,98	3869,59

Nelle zone in cui la verifica a taglio senza armatura risulta insoddisfatta verrà inserito armatura $\varnothing 20/20 \times 20$.