PROGETTO STRUTTURE METALLICHE

Ing. Luca ROMANO, libero professionista - Albenga

Direttore Tecnico I QUADRO INGEGNERIA – GENOVA

UFFICI DIREZIONALI DI FIERA MILANO, 2010

Argomenti:

- Descrizione struttura e problemi
- Fondazioni
- Analisi dei carichi
- Predimensionamenti
- Analisi (statica + dinamica + spettrale)
- Verifiche
- Calcolo fondazioni
- Elisuperficie
- Spostamenti relativi edifici
- Spostamenti facciate

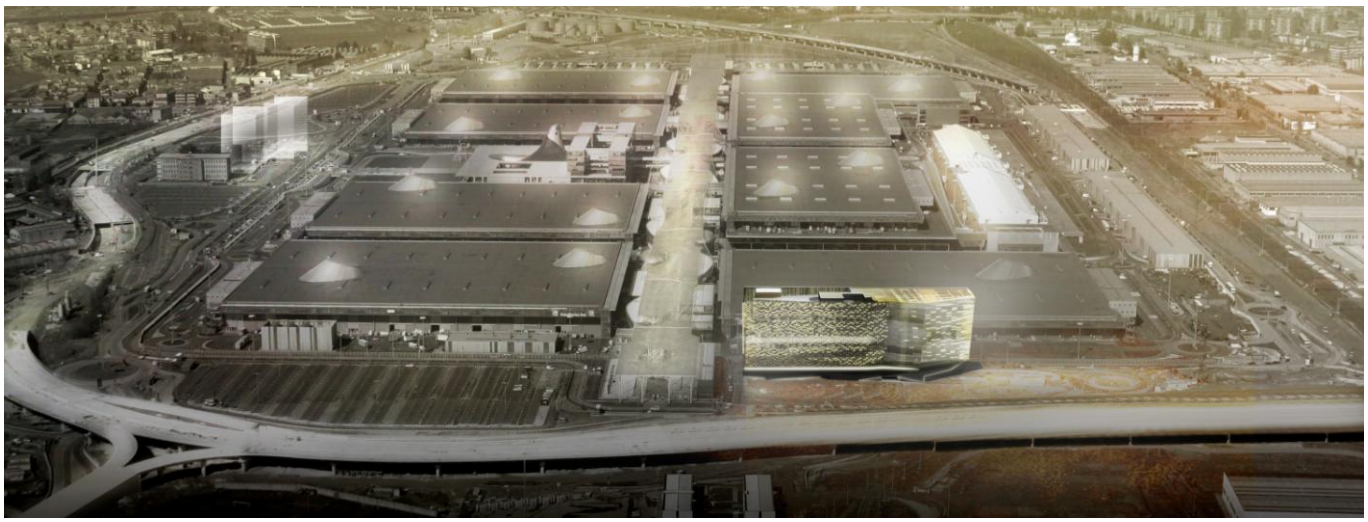
CONCORSO INTERNAZIONALE

Il progetto di questo edificio è stato affidato a seguito ad un concorso internazionale tra vari gruppi di architetti ed ingegneri. Si trattava di appalto integrato, nel quale un'impresa offriva la realizzazione di un edificio, partendo dall'idea, assumendosi l'onere della progettazione e della completa realizzazione, il tutto ad un prezzo chiuso.

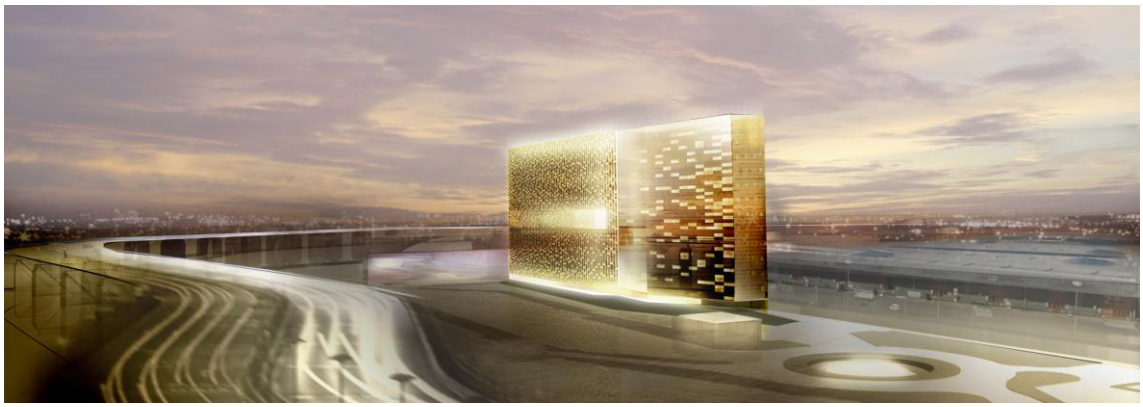
La proposta vincente era concepita come una torre dorata orizzontale, all'ingresso est di Fiera Milano.

Di seguito alcune immagini del progetto vincente del concorso.

Localizzazione area di concorso



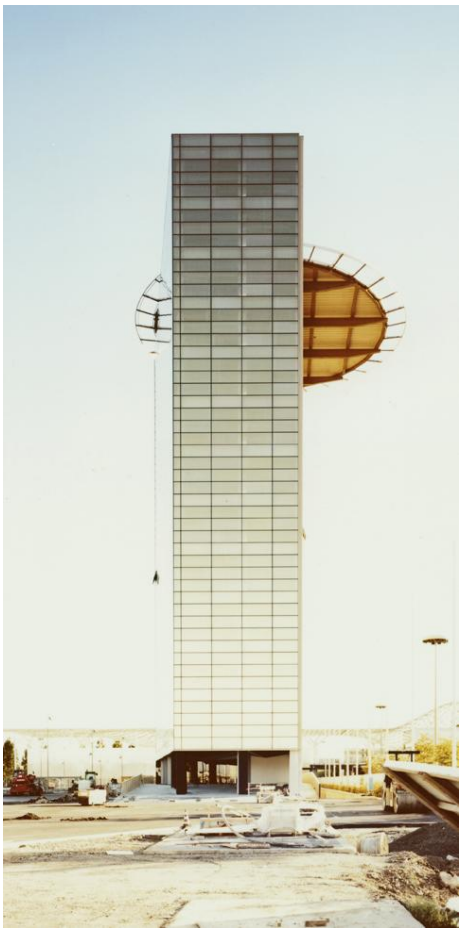
Render di progetto



Render di progetto

Vista laterale dell’edificio, nella sua destinazione attuale

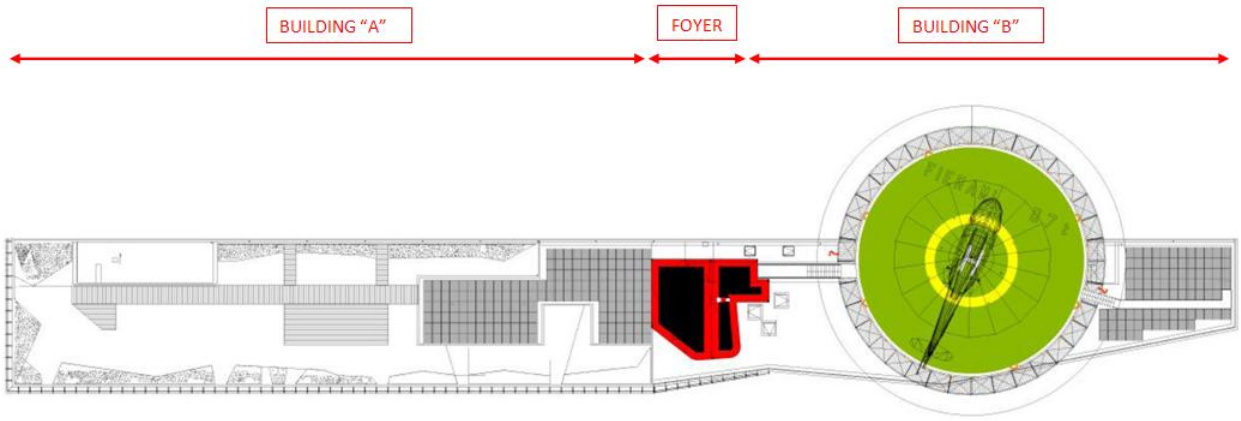
Vista posteriore, con l’elisuperficie a sbalzo



Vista laterale

Descrizione edificio

Il progetto prevedeva la realizzazione di un edificio lungo circa 130 metri, profondo 16 ed alto 60 metri. Considerate queste dimensioni, è stato necessario realizzarlo con un giunto trasversale, con due edifici adiacenti, denominati “A” e “B”, collegati nella porzione centrale dal foyer, dove è presente il giunto.

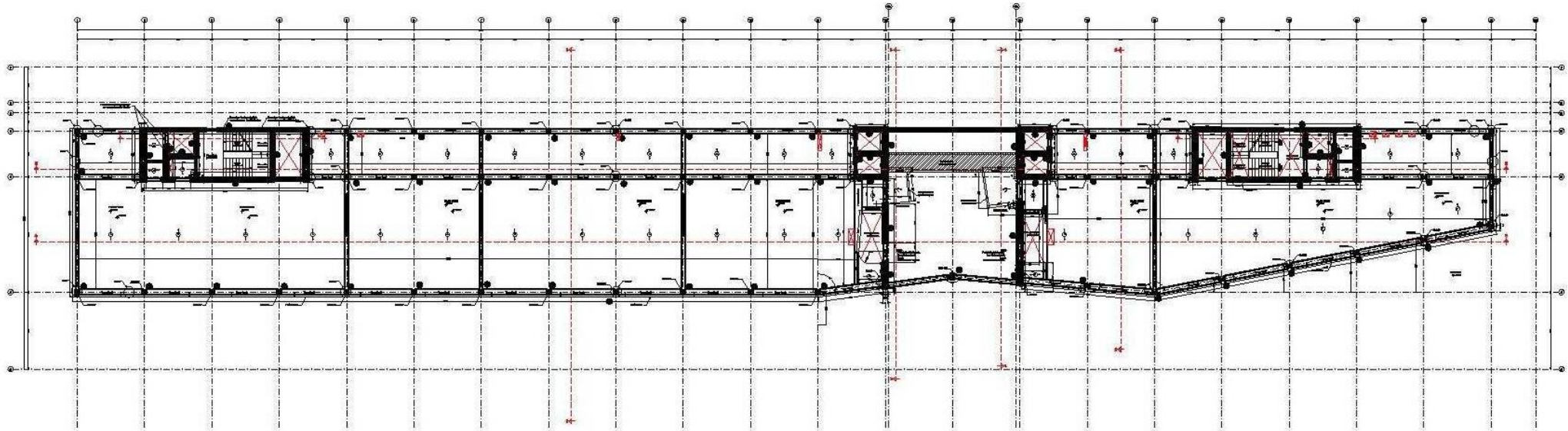


Plan view of the building, with the landing pad on the right

Sono due edifici adibiti ad uso ufficio e che si sviluppano in altezza su 12 e 13 piani fuori terra ed un piano interrato.

La parte centrale del foyer è destinata al collegamento verticale e orizzontale degli edifici, sono, infatti, presenti le rampe di scale prefabbricate di collegamento tra i diversi piani e le passerelle orizzontali che uniscono, a ciascun piano, i due edifici.

Si riporta nel seguito una carpenteria tipica di piano.



Carpenteria piano tipo

Descrizione opere in elevazione

Ogni edificio ha con nuclei in c.a. e pareti di taglio, in grado di resistere alle forze orizzontali del vento e del sisma.

Quindi la struttura è stata concepita con schema statico tipo pendolare, con colonne incernierate alla base, che resistono ai soli carichi statici verticali e con travi in acciaio incernierate alle colonne.

La funzione di controventamento è svolta dai nuclei in cemento armato dei vani scale e ascensori.

La struttura è realizzata in carpenteria metallica, con travi e pilastri in acciaio e solai costituiti da lastre alveolari estruse tipo 'Spiroll' (lastre prefabbricate in cemento armato precompresso).

Questa classica strategia è stata necessaria per realizzare la struttura in meno di un anno e rispettando il budget di progetto:

- in cantiere sono state realizzate le fondazioni a platea, i nuclei ed i setti in c.a.
- in officina sono state realizzate le strutture metalliche, poi montate in sito

Mentre in direzione longitudinale è possibile definire una maglia strutturale costante con passo pari a 6.25 m, in direzione trasversale è possibile individuare due campi che presentano luci e carichi diversi tra loro. Infatti è stato possibile definire un campo di luce pari a 4.25 [m], sottoposto ad un carico accidentale pari a 6.00 kN/m^2 ed un campo di luce pari a 10.70[m] e carico accidentale pari a 2.00 kN/m^2.

Core structures of the two buildings - floors in construction

I nuclei scale e ascensori sono stati realizzati con casseri rampanti, come si vede nella foto che segue; si notano anche le cassette in acciaio predisposte per la connessione delle travi in acciaio.

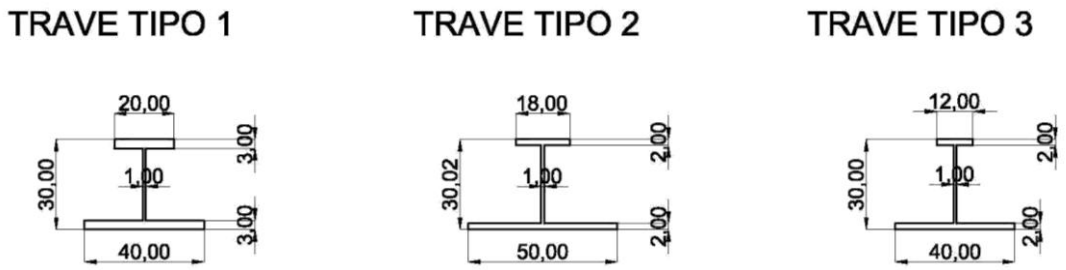
Casseforme rampanti per realizzare i nuclei in c.a. in avanzamento rispetto ai solai

In questo modo la struttura metallica è velocemente assemblabile con colonne pendolari alla base e travi incernierate:

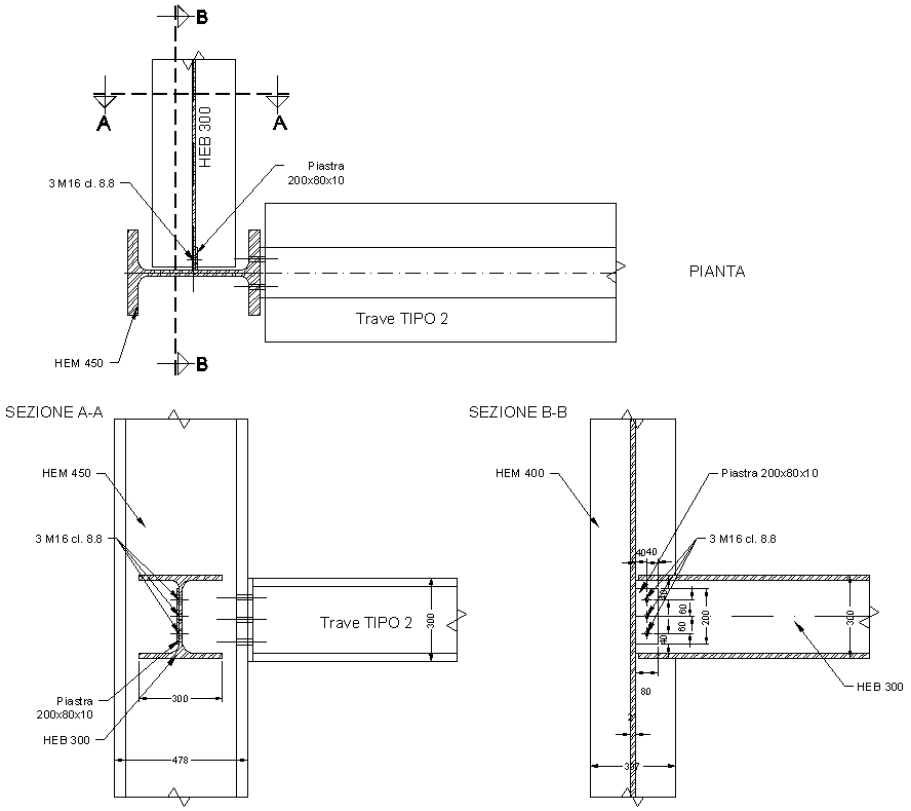
TRAVI

disposte in direzione longitudinale, sono costituite da profili composti saldati in acciaio sulla cui piattabanda inferiore vengono appoggiate le lastre di solaio; pertanto, il getto di completamento lascia in vista soltanto la piattabanda inferiore della trave. Con questo accorgimento è possibile ridurre notevolmente lo spessore complessivo dei solai.

Le tipologie di travi utilizzate per il solaio tipo sono in numero pari a tre a causa dei diversi carichi cui sono soggette e sono riportate nell'immagine seguente:



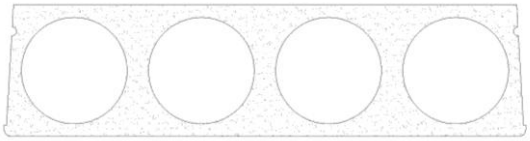
Sezioni travi composte



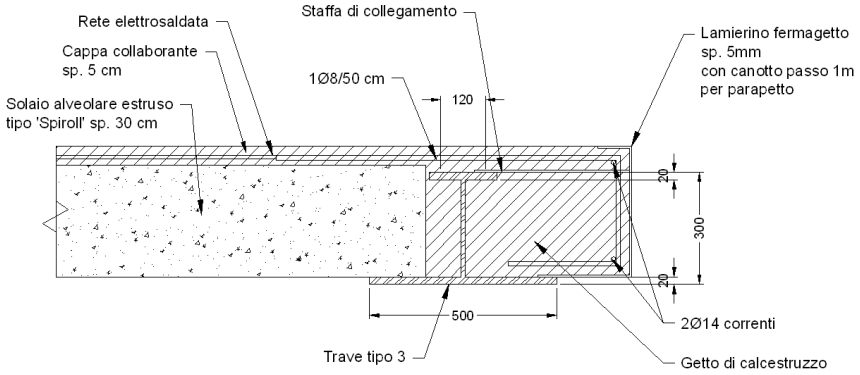
Nodi trave - colonna

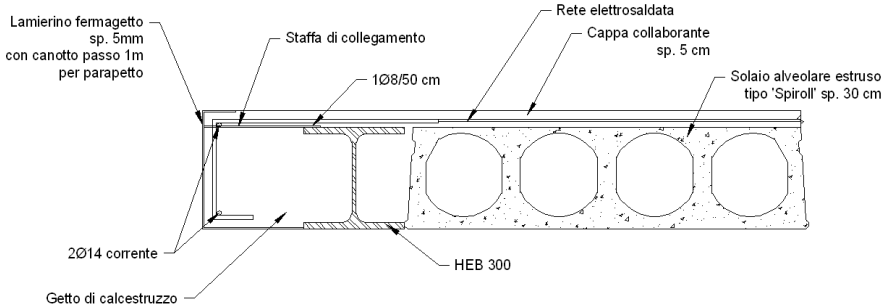
SOLAI

Sono stati impiegati solai alveolari estrusi precompressi tipo 'Spiroll' di spessore pari a (30+5) cm disposti con orditura trasversale, con luce variabile quindi da 4.25 m a 10.70 m, appoggiati alla piattabanda inferiore delle travi composte e con getto di completamento in opera:



Si riportano alcune intersezioni dell'appoggio solai – travi:





Nel seguito si riportano le foto delle fasi costruttive dei solai:

Posizionamento delle lastre di solaio

Dettaglio dell’appoggio lastre – travi acciaio (estradosso e intradosso)

FOYER

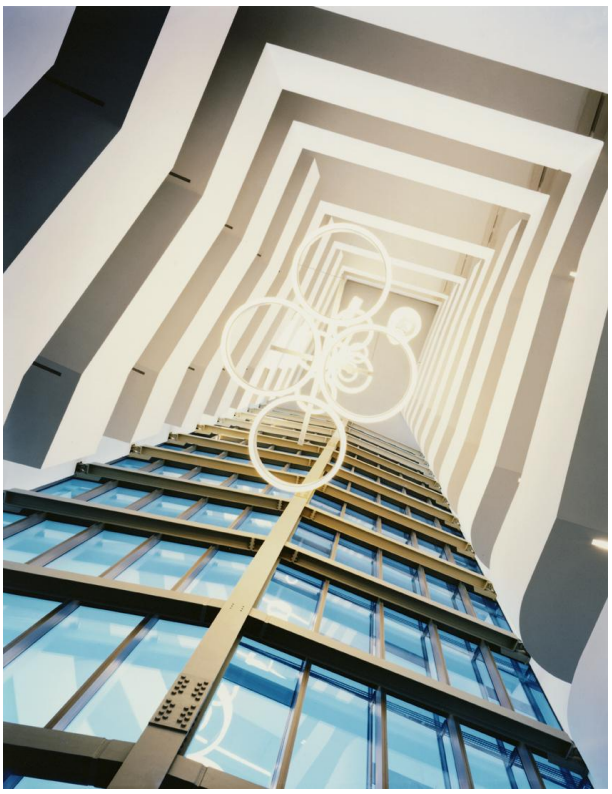
Il foyer è un volume vuoto, con scale e passerelle per le connessioni verticali ed orizzontali ai vari piani.

La parete vetrata frontale, posizionata in corrispondenza del giunto tra gli edifici, è stata realizzata con un complicato sistema incernierato, che permette spostamenti di traslazione e rotazione relativi tra i due edifici: si devono sempre rispettare i movimenti strutturali.

La finestratura è sorretta da una struttura ad albero, incernierata all'edificio "B" a libera di muoversi nella connessione all'edificio "A".

In tutti questi casi la cinematica è importante per prevenire le rotture dei vetri; tutti gli spostamenti calcolati devono essere dati ai progettisti dei serramenti, che li devono prendere in conto.

Vista del foyer tra i due edifici

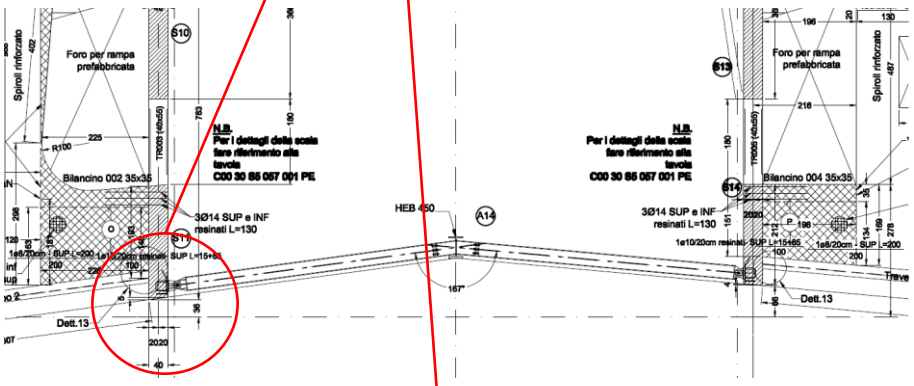


vista del foyer dal basso, dall'ingresso

L’importanza dei particolari si può notare nei dettagli di nodo che seguono:

vista della comnnessione a cerniera e traslazione sull’edificio “A”

STRUCTURE “A”

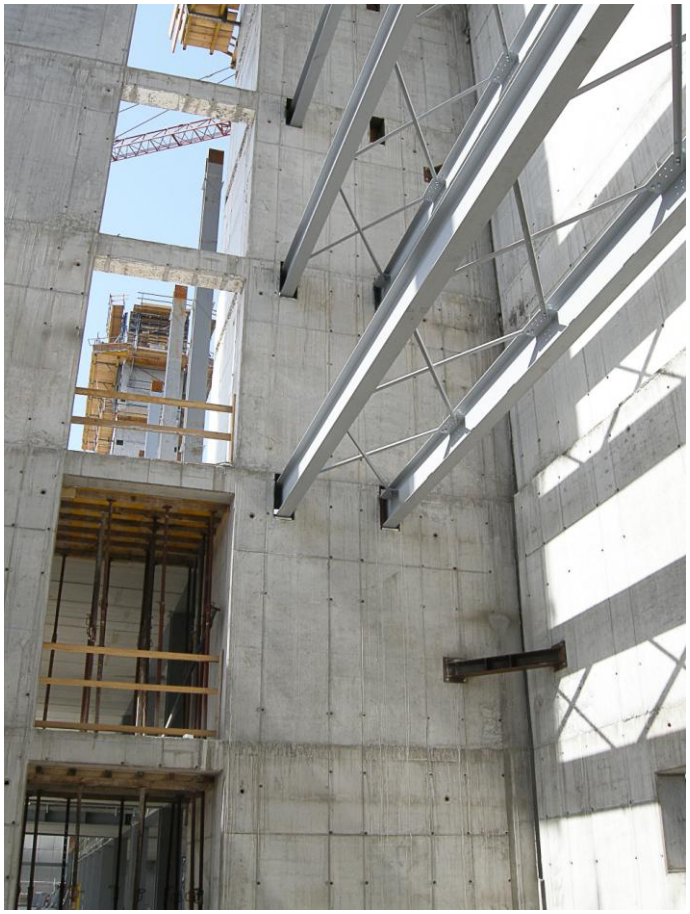


STRUCTURE “B”

Dettaglio pianta foyer

PASSERELLE

In corrispondenza del foyer sono stati realizzati i corpi scale e le passerelle di collegamento tra gli edifici.
Le passerelle consentono la connessione orizzontale dei due edifici e sono collegate ai setti dell'edificio B, mentre sono libere di muoversi in corrispondenza dell'edificio A, per assorbire i movimenti laterali termici e dovuti a vento e sisma.
Le passerelle sono realizzate da travi IPE 500 con soletta gettata su solai in lamiera grecata hi-bond.

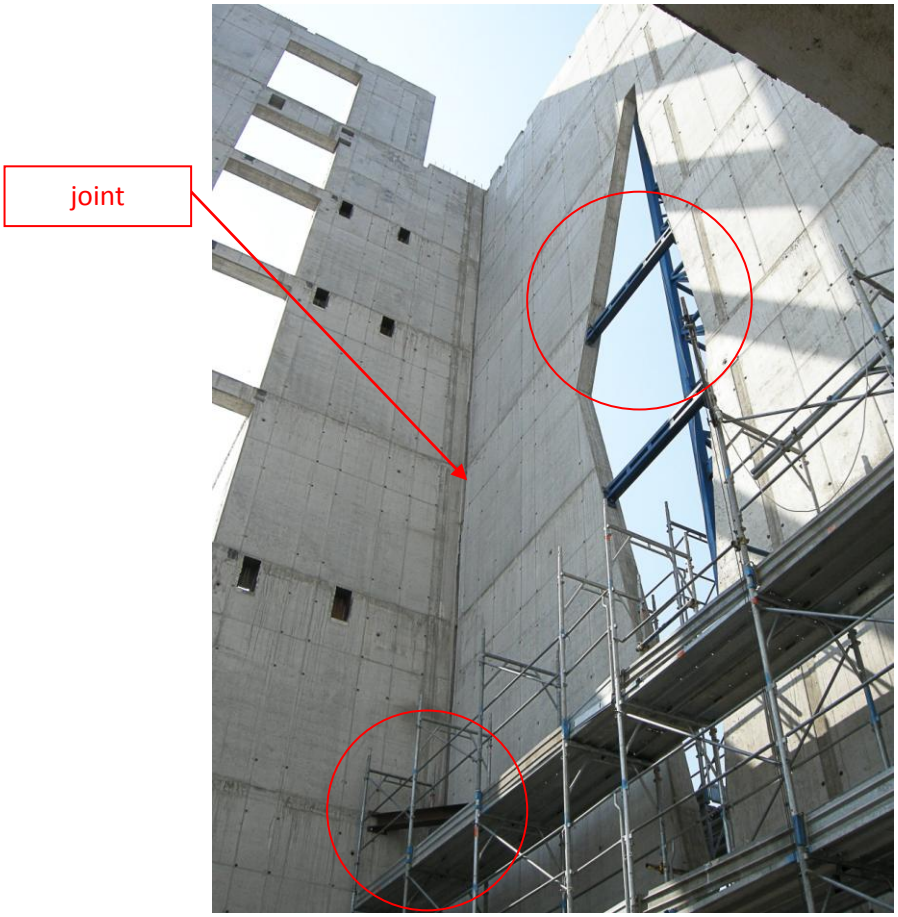


FASI COSTRUTTIVE

Si vuole porre l'attenzione anche sulle fasi realizzative di un'opera, quando lo schema statico finale non è ancora stato raggiunto.

Prima di gettare l'ultimo solaio, il setto sul fondo del foyer, spesso 40 cm, risultava alto 54 metri, incastrato alla platea di base e staccato dall'edifico "A" da un giunto dimensionato sui massimi spostamenti relativi (evitare il martellamento).

Era naturalmente instabile e, per poterlo realizzare, sono state poste in opera connessioni provvisorie per mezzo di tronchetti metallici:



FONDAZIONI E OPERE DI SOSTEGNO DELLE TERRE

Per scavare in vicinanza di edifici sono state infisse, preventivamente, palancole metalliche lunghe 10 metri, lungo tutto il perimetro dell'edificio:

Positioning of steel sheet piles before digging

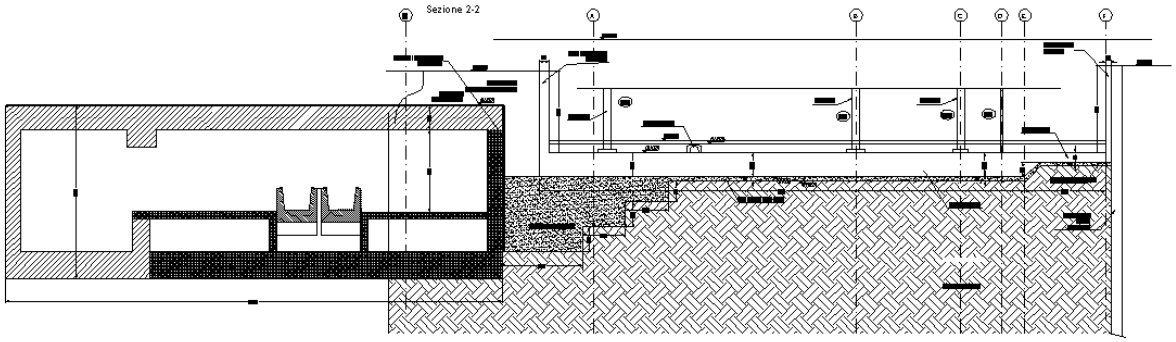
L’adiacenza di Metropolitane Milanesi che non accettava pressioni sulle proprie strutture ha reso necessario scavare fino alla base dello scatolare della METRO per realizzare un giunto di separazione e sostituire il terreno con misto cementato, steso a strati, per annullare ogni spinta del terreno:

Steel sheet piles and base of the mat foundation. On the left the existing Underground

Concrete casting near the Underground, to prevent earth pressure against existing walls

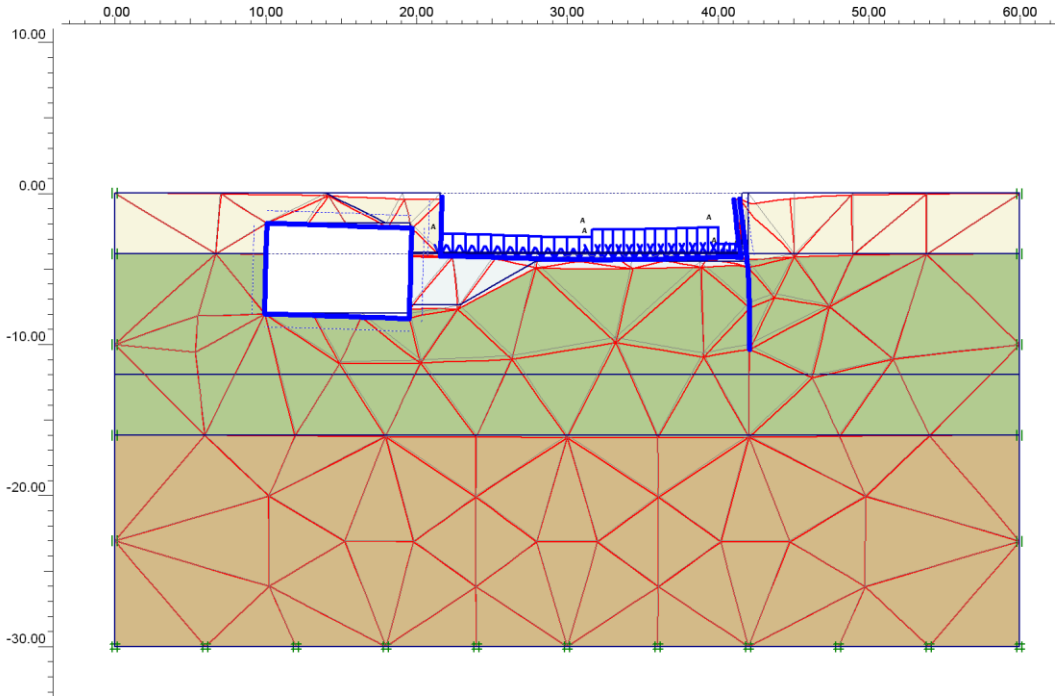
Una particolare attenzione è stata posta alla valutazione dei cedimenti indotti sul manufatto esistente della Metropolitana che, per tutta l'estensione dell'edificio in oggetto, è posto nelle immediate vicinanze.

Di seguito la sezione verticale con la metro sulla sinistra, la platea dell'edificio sulla destra e la zona di transizione in misto cementato:



Metropolitane Milanesi ha chiesto la simulazione delle fasi costruttive, effettuata con una modellazione bidimensionale.

La simulazione è stata effettuata in 5 fasi, per determinare i rischi di cedimenti chiesti dall'Ente:



Le fondazioni sono costituite da una platea diffusa in cemento armato di spessore pari a 100 cm ad eccezione dell'area in prossimità dei setti ascensore e scale dove lo spessore è pari a 150 cm.
Inoltre la platea ha uno spessore ridotto a 40 cm fuori dall'impronta degli edifici, contro le palancole.

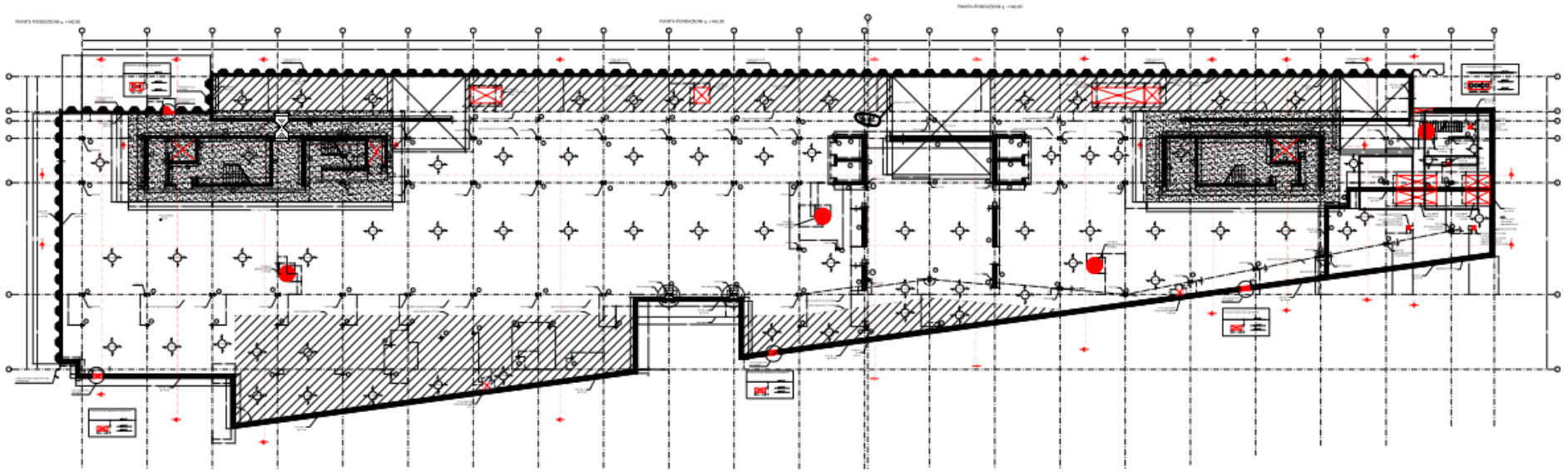
La platea è armata con una maglia Φ20 passo 20x20 cm superiore e inferiore diffusa che sarà integrata con ferri aggiuntivi (Φ20, 24, 26) nelle aree a sollecitazione maggiore.

È stato utilizzato calcestruzzo di classe di resistenza $R_{ck}30$ e classe di esposizione XC2.

Il getto della platea è avvenuto in varie fasi, posizionando l'interruzione in modo da avere una ripresa che risulti ortogonale alle linee di compressione e organizzando i getti successivi con la previsione di utilizzo di aggrappante.

Reinforcement of the mat foundation before casting

Si riporta nel seguito la carpenteria delle fondazioni:



Carpenteria fondazioni

Analisi dei carichi

Pesi propri e carichi permanenti:

Si sono considerati i seguenti peso proprio e carichi permanenti sulla struttura:

1) Peso proprio solaio (alveolare estruso) g_1= 4.85 kN/m^2;
2) Pesi permanenti portati:
   a. Pavimento e sottofondo g_2= 1.50 kN/m^2;
   b. Tramezze g_3= 1.50 kN/m^2;
   c. Parete vetrata g_4= 4.70 kN/m;
   d. Parete ventilata g_5= 8.70 kN/m;
   e. Giardino pensile g_6= 4.50 kN/m^2;
   f. Pannelli fotovoltaici g_7= 1.00 kN/m^2;
   g. Elisuperficie struttura in alluminio g_7= 0.39 kN/m^2;
   h. Elisuperficie struttura in acciaio g_7= 0.53 kN/m^2;
   i. Vasca d'acqua antincendio tra i fili 21:23 e A:B, di 52 mq di superficie ed altezza 2.70 metri g_w = 27 kN/m^2;

Sovraccarichi accidentali:

Sono stati considerati carichi variabili distribuiti non minori da quelli desunti dalle "Norme tecniche per le costruzioni"

In particolare:

1) Ambienti non suscettibili di affollamento (uffici non aperti al pubblico) q_1= 2.00 kN/m^2;

2) Ambienti suscettibili di affollamento (ristorante) q_2= 4.00 kN/m^2;

3) Archivi q_3= 6.00 kN/m^2;
4) Coperture non calpestabili q_4= 1.00 kN/m^2;
5) Sovraccarico elisuperficie:
   Si devono considerare due distinte condizioni di carico

   Parcheggio: q_5= 2.50 kN/m^2;

   Atterraggio: q_6= 0.50 kN/m^2;

6) Elicottero (AW139): V_1= 66.71 kN;
   H_1= 33.35 kN.

Azione sismica

La zona è a bassa sismicità, accelerazione a_g=0.05 g, ma occorre comunque effettuare la verifica allo stato limite ultimo (SLV) e di danno (SLD) combinando l'azione sismica con le altre azioni secondo la formula seguente:

$\gamma_E E + \gamma_G G_k + \gamma_P P_k + \sum i (\psi_{2i} \gamma_Q Q_{ki})$

E = azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;

G_K = carichi permanenti al loro valore caratteristico;

P_K = valore caratteristico dell'azione di precompressione, a cadute di tensione avvenute;

ϕ_{2i} = coefficiente di combinazione delle azioni variabili Qi;

γ_E, γ_G, γ_P, γ_Q = coefficienti parziali pari a 1;

Q_{Ki} = valore caratteristico della azione variabile Qi.

Gli effetti dell'azione sismica vengono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum_i (\psi_{Ei} Q_{ki})$$

Dove $\psi_{Ei} = \psi_{2i}\, \phi$

Nel caso in esame i valori di ψ_{2i} sono riportati nel seguito:

Uffici non aperti al pubblico:	ψ_{2i} = 0.30;
Magazzini, archivi:	ψ_{2i} = 0.80;
Coperture con neve:	ψ_{2i} = 0.20;
Vento:	ψ_{2i} = 0.00.

Nel caso in esame i valori di ϕ sono riportati nel seguito:

Coperture:	ϕ = 1.0;
Archivi:	ϕ = 1.0;
Carichi indipendenti:	ϕ = 0.5.

Il fattore di struttura q, per passare dallo spettro elastico a quello di progetto, tiene conto delle capacità dissipative della struttura e può essere valutato con la formula seguente:

$$q = q_0 K_D K_R$$

q_0= fattore legato alla tipologia strutturale;

K_D= fattore che dipende dalla classe di duttilità;

K_R= fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio.

Poiché le forze sismiche orizzontali sono interamente affidate ai nuclei ed ai setti in c.a., il comportamento strutturale di tale edificio va considerato 'a mensola o a pendolo invertito', che d'altronde rappresenta il più basso valore del coefficiente di struttura di normativa, quindi senz'altro conservativa.

Considerando le azioni sismiche interamente affidate ai nuclei in c.a. si assume il valore di q_0 pari a 3.

Il coefficiente K_D è funzione della categoria di duttilità delle zone dissipative, pertanto, considerando bassa duttilità si assume K_D pari a 0.7

Non potendosi considerare l'edificio regolare in altezza, si pone il coefficiente K_R pari a 0.8

Il valore del coefficiente di struttura viene quindi posto pari a:

$$q = q_0 K_D K_R = 3 \cdot 0.7 \cdot 0.8 = \mathbf{1.68}$$

Azione vento

L'azione del vento sulla struttura è stata valutata separatamente per l'Edificio A e per l'Edificio B, secondo quanto indicato nel Documento CNR 207-2008 "Istruzioni, conforme alle NTC.

Nella macrozonazione del territorio nazionale, la Lombardia ricade in Zona 1; ad essa sono associati i seguenti parametri:

velocità di riferimento del vento: v_{ref} = 25 m/s;

altitudine: a_0 = 1000m;

coefficiente k_a=0.01 (1/s).

L'area in esame appartiene alla classe di rugosità del terreno C, pertanto la categoria di esposizione del sito è III cui sono associati i seguenti parametri:

k_r = 0.2;

z_0 = 0.10;

z_{min} = 5.

Il coefficiente di pressione C_P sopravento è assunto pari a 0.8, quello sottovento pari a 0.4.

Il coefficiente dinamico è dedotto dalla Figura L.9 della CNR 207-2008, relativa agli edifici aventi struttura portante in cemento armato o mista.

I valori ottenuti per i due edifici sono i seguenti:

Edificio A

C_D = 0.97 in direzione x (direzione parallela al lato maggiore dell'edificio)

C_D = 0.89 in direzione y (direzione parallela al lato minore dell'edificio)

In base a questi parametri sono stati ricavati i valori della pressione agente in corrispondenza dei diversi piani, tenuto conto che per i primi 4.6 m gli edifici sono interrati e quindi non esposti all'azione del vento.

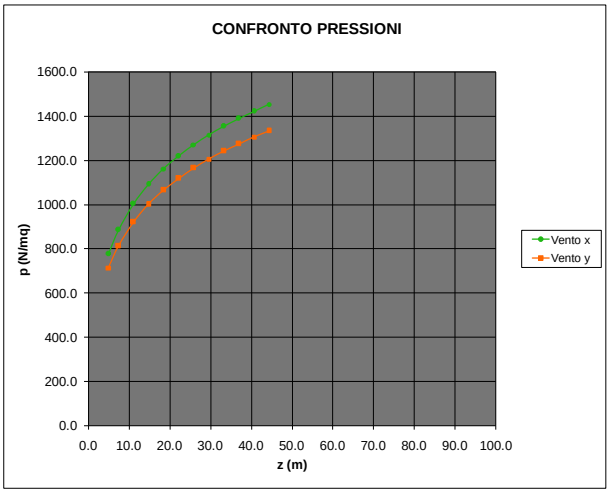
Edificio A

Azione vento direzione x

quota H (m)=	5	7.4	11.1	14.8	18.5	22.2	25.9	29.6	33.3	37	40.7	44.4
vel. media del sito $V_M(z)$=	19.6	21.5	23.5	25.0	26.1	27.0	27.8	28.5	29.0	29.6	30.0	30.5
vel. Picco $V_p(z)$=	32.7	34.9	37.1	38.7	39.9	40.9	41.8	42.5	43.1	43.7	44.2	44.7
press. cinetica di picco $q_p(z)$=	667.0	760.2	861.7	936.8	996.8	1047.0	1090.3	1128.3	1162.4	1193.2	1221.4	1247.3
	776.4	884.9	1003.0	1090.4	1160.3	1218.7	1269.1	1313.4	1353.0	1388.9	1421.7	1451.9

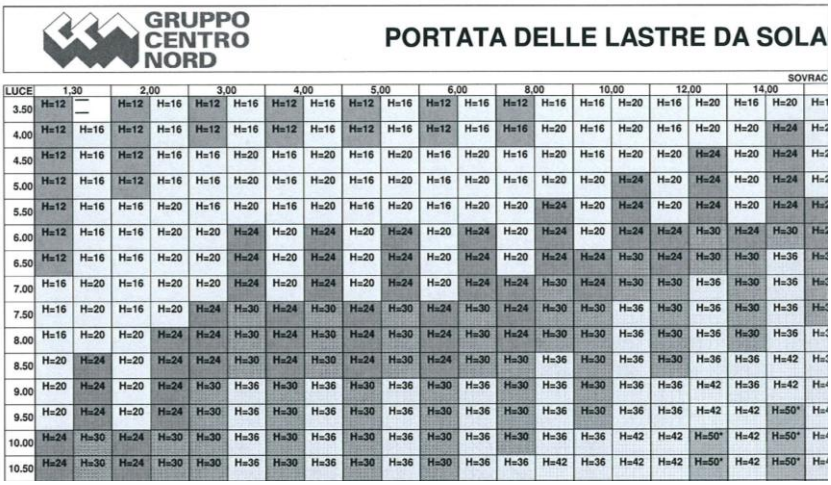
Azione vento direzione y

quota H (m)=	5	7.4	11.1	14.8	18.5	22.2	25.9	29.6	33.3	37	40.7	44.4
vel. media del sito $V_M(z)$=	19.6	21.5	23.5	25.0	26.1	27.0	27.8	28.5	29.0	29.6	30.0	30.5
vel. Picco $V_p(z)$=	32.7	34.9	37.1	38.7	39.9	40.9	41.8	42.5	43.1	43.7	44.2	44.7
press. cinetica di picco $q_p(z)$=	667.0	760.2	861.7	936.8	996.8	1047.0	1090.3	1128.3	1162.4	1193.2	1221.4	1247.3
	712.4	811.9	920.3	1000.5	1064.6	1118.2	1164.4	1205.0	1241.4	1274.3	1304.4	1332.2



Predimensionamenti

Solaio: H = L/35 e schede produttore:



GRUPPO CENTRO NORD

PORTATA DELLE LASTRE DA SOLA

SOVRAC

LUCE	1,30		2,00		3,00		4,00		5,00		6,00		8,00		10,00		12,00		14,00		
3.50	H=12	—	H=12	H=16	H=12	H=16	H=12	H=16	H=12	H=16	H=12	H=16	H=12	H=16	H=16	H=20	H=16	H=20	H=16	H=20	H=
4.00	H=12	H=16	H=12	H=16	H=12	H=16	H=12	H=16	H=12	H=16	H=12	H=16	H=16	H=20	H=16	H=20	H=16	H=20	H=20	H=24	H=
4.50	H=12	H=16	H=12	H=16	H=16	H=20	H=16	H=20	H=16	H=20	H=16	H=20	H=16	H=20	H=16	H=20	H=20	H=24	H=20	H=24	H=
5.00	H=12	H=16	H=12	H=16	H=16	H=20	H=16	H=20	H=16	H=20	H=16	H=20	H=16	H=20	H=20	H=24	H=20	H=24	H=20	H=24	H=
5.50	H=12	H=16	H=16	H=20	H=16	H=20	H=16	H=20	H=16	H=20	H=16	H=20	H=20	H=24	H=20	H=24	H=20	H=24	H=20	H=24	H=
6.00	H=12	H=16	H=16	H=20	H=20	H=24	H=20	H=24	H=20	H=24	H=20	H=24	H=20	H=24	H=20	H=24	H=24	H=30	H=24	H=30	H=
6.50	H=12	H=16	H=16	H=20	H=20	H=24	H=20	H=24	H=20	H=24	H=20	H=24	H=20	H=24	H=24	H=30	H=24	H=30	H=30	H=36	H=
7.00	H=16	H=20	H=16	H=20	H=20	H=24	H=20	H=24	H=20	H=24	H=20	H=24	H=24	H=30	H=24	H=30	H=30	H=36	H=30	H=36	H=
7.50	H=16	H=20	H=16	H=20	H=24	H=30	H=24	H=30	H=24	H=30	H=24	H=30	H=24	H=30	H=30	H=36	H=30	H=36	H=30	H=36	H=
8.00	H=16	H=20	H=20	H=24	H=24	H=30	H=24	H=30	H=24	H=30	H=24	H=30	H=24	H=30	H=30	H=36	H=30	H=36	H=30	H=36	H=
8.50	H=20	H=24	H=20	H=24	H=24	H=30	H=24	H=30	H=24	H=30	H=24	H=30	H=30	H=36	H=30	H=36	H=30	H=36	H=36	H=42	H=
9.00	H=20	H=24	H=20	H=24	H=30	H=36	H=30	H=36	H=30	H=36	H=30	H=36	H=30	H=36	H=30	H=36	H=36	H=42	H=36	H=42	H=
9.50	H=20	H=24	H=20	H=24	H=30	H=36	H=30	H=36	H=30	H=36	H=30	H=36	H=30	H=36	H=30	H=36	H=36	H=42	H=42	H=50*	H=
10.00	H=24	H=30	H=24	H=30	H=30	H=36	H=30	H=36	H=30	H=36	H=30	H=36	H=30	H=36	H=36	H=42	H=42	H=50*	H=42	H=50*	H=
10.50	H=24	H=30	H=24	H=30	H=30	H=36	H=30	H=36	H=30	H=36	H=30	H=36	H=36	H=42	H=36	H=42	H=42	H=50*	H=42	H=50*	H=

Travi: predimensionamento come travi semplicemente appoggiate, in solo acciaio, tasso di lavoro 160 MPa: $W_{nec} = M / \sigma$

Colonne: predimensionamento a sola forza assiale, calcolando le superfici di influenza per ogni piano e la forza N risultante a varie altezze, tasso di lavoro 160 MPa:

$$A_{nec} = N / \sigma$$

Metodi di analisi

L'analisi dei due edifici è stata svolta separatamente con un codice di calcolo generale agli elementi finiti, Straus 7.

I solai sono modellati con elementi di tipo "load patch", ovvero elementi in grado di simulare la reale distribuzione del carico verticale ad essi applicato, sulle travi sottostanti. I carichi agenti sulle travi di perimetro dovuti alla presenza della facciata piena sono stati simulati con masse distribuite su di esse, mentre quelli dovuti alla facciata vetrata e alla passerella di servizio, sono stati applicato, ove necessario, come forze e momenti distribuiti.

I pesi propri sono gestiti in automatico dal codice di calcolo, una volta inseriti materiali e la forza di gravità, mentre i sovraccarichi permanenti ed accidentali sono stati inseriti come diverse condizioni di carico in seguito combinate per massimizzare sia le sollecitazioni che le deformate.

Le travi e le colonne in acciaio sono state modellate come elementi "beam" di sezione e geometria tale da rispecchiare esattamente la struttura progettata.

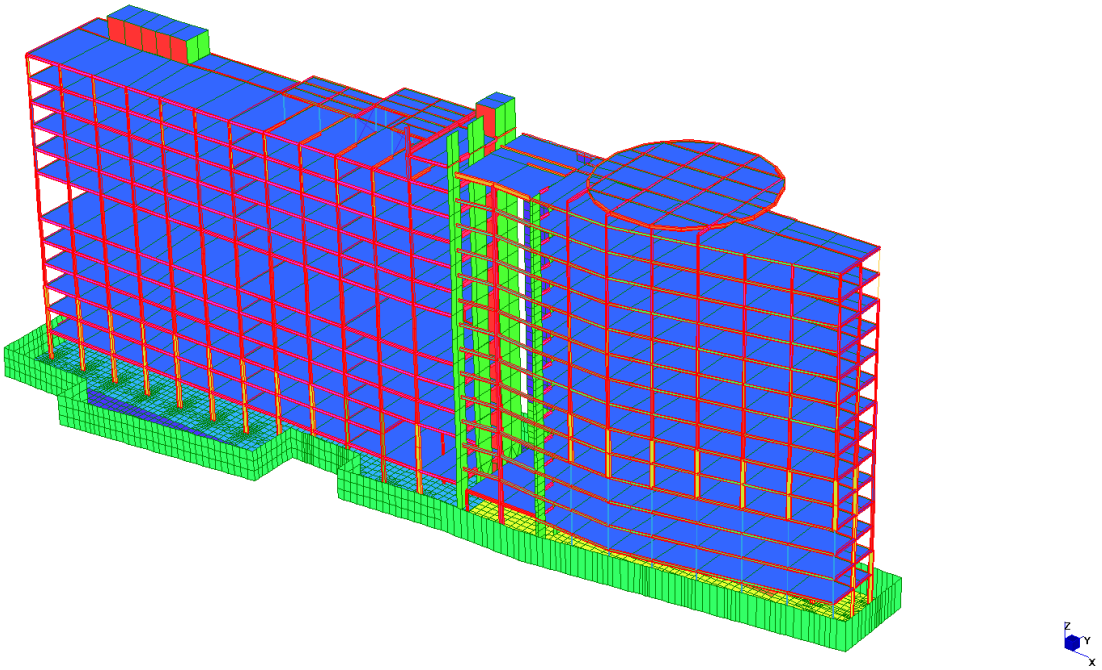
I setti in cemento armato sono stati modellati come elementi piastra.

La platea è stata modellata con elementi piastra su suolo elastico alla Winkler.

Il valore del parametro K_w di Winkler è stato indicato dalla relazione geologico – tecnica e conservativamente assunto col valore $K_w = 3$ kg/cm^3.

Con tale modellazione si stimano le sollecitazioni in platea, le pressioni trasmesse al terreno, che sono indipendenti dal valore di K_w introdotto, e si stima la variabilità dei cedimenti funzione delle pressioni trasmesse dalla platea nelle varie zone.

Questa metodologia permette la corretta valutazione dell'interazione terreno-struttura.



Vista del modello FEM

Sono state effettuati tre diversi tipi di analisi:

1. analisi statica lineare (combinazioni SLE, SLU e loro inviluppi)
2. analisi dinamica modale
3. analisi spettrale con la tecnica dello spettro di risposta
4. analisi su modelli parziali per le verifiche in fase di costruzione

Analisi statica lineare.

Ad esempio per l'edificio A, col primo tipo di analisi sono stati risolti 8 diversi casi di carichi e 37 diverse combinazioni come indicato nella tabella seguente:

Linear Static Load Case Combinations

CASES	1 TA-vento x	2 TA-vento y	3 SLU Acc.1-VENTOX	4 SLU Acc.1-VENTO Y
1: Peso proprio	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.4×10^{0}	1.4×10^{0}
2: Permanenti	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.4×10^{0}	1.4×10^{0}
3: Accidentali 1	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.5×10^{0}	1.5×10^{0}
4: Accidentali 2	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}
5: vento X	1.0×10^{0}	0.0×10^{0}	1.05×10^{0}	0.0×10^{0}
6: vento Y	0.0×10^{0}	1.0×10^{0}	0.0×10^{0}	1.05×10^{0}
7: Sisma x [SRSS]	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}
8: Sisma y [SRSS]	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}

CASES	5 SLU Acc.2-VENTO X	6 SLU Acc.2-VENTOY	7 SLU Acc.TOT-VENT...	8 SLU Acc.TOT-VENTO Y
1: Peso proprio	1.4×10^{0}	1.4×10^{0}	1.4×10^{0}	1.4×10^{0}
2: Permanenti	1.4×10^{0}	1.4×10^{0}	1.4×10^{0}	1.4×10^{0}
3: Accidentali 1	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	1.5×10^{0}	1.5×10^{0}
4: Accidentali 2	1.5×10^{0}	1.5×10^{0}	1.5×10^{0}	1.5×10^{0}
5: vento X	1.05×10^{0}	0.0×10^{0}	1.05×10^{0}	0.0×10^{0}
6: vento Y	0.0×10^{0}	1.05×10^{0}	0.0×10^{0}	1.05×10^{0}
7: Sisma x [SRSS]	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}
8: Sisma y [SRSS]	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}

CASES	9 SLU Acc.TOT-VENT...	10 SLU VENTO X	11 SLU VENTO Y	12 SLU VENTO -Y
1: Peso proprio	1.4×10^{0}	1.4×10^{0}	1.4×10^{0}	1.4×10^{0}
2: Permanenti	1.4×10^{0}	1.4×10^{0}	1.4×10^{0}	1.4×10^{0}
3: Accidentali 1	1.5×10^{0}	1.05×10^{0}	1.05×10^{0}	1.05×10^{0}
4: Accidentali 2	1.5×10^{0}	1.05×10^{0}	1.05×10^{0}	1.05×10^{0}
5: vento X	0.0×10^{0}	1.5×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}
6: vento Y	-1.05×10^{0}	0.0×10^{0}	1.5×10^{0}	-1.5×10^{0}
7: Sisma x [SRSS]	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}
8: Sisma y [SRSS]	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}

CASES	13 SLU+SISMAX+0.3S...	14 SLU+SISMAX-0.3S...	15 SLU-SISMAX+0.3S...	16 SLU-SISMAX-0.3SISMAY
1: Peso proprio	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}
2: Permanenti	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}
3: Accidentali 1	3.0×10^{-1}	3.0×10^{-1}	3.0×10^{-1}	3.0×10^{-1}
4: Accidentali 2	8.0×10^{-1}	8.0×10^{-1}	8.0×10^{-1}	8.0×10^{-1}
5: vento X	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}
6: vento Y	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}
7: Sisma x [SRSS]	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	-1.0×10^{0}	-1.0×10^{0}
8: Sisma y [SRSS]	3.0×10^{-1}	-3.0×10^{-1}	3.0×10^{-1}	-3.0×10^{-1}

CASES	17 SLU+0.3SISMA X+...	18 SLU-0.3SISMAX+S...	19 SLU+0.3SISMAX-S...	20 SLU-0.3SISMAX-SISMAY
1: Peso proprio	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}
2: Permanenti	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}
3: Accidentali 1	3.0×10^{-1}	3.0×10^{-1}	3.0×10^{-1}	3.0×10^{-1}
4: Accidentali 2	8.0×10^{-1}	8.0×10^{-1}	8.0×10^{-1}	8.0×10^{-1}
5: vento X	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}
6: vento Y	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}
7: Sisma x [SRSS]	3.0×10^{-1}	-3.0×10^{-1}	3.0×10^{-1}	-3.0×10^{-1}
8: Sisma y [SRSS]	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	-1.0×10^{0}	-1.0×10^{0}

CASES	21 SLE rare1-ventoX	22 SLE rare2-ventoX	23 SLE rareTOT-Vento...	24 SLE rare1-ventoY

1: Peso proprio	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}
2: Permanenti	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}
3: Accidentali 1	1.0×10^{0}	0.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}
4: Accidentali 2	0.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	0.0×10^{0}
5: vento X	7.0×10^{-1}	7.0×10^{-1}	7.0×10^{-1}	0.0×10^{0}
6: vento Y	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	7.0×10^{-1}
7: Sisma x [SRSS]	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}
8: Sisma y [SRSS]	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}

CASES	25 SLE rare2-ventoY	26 SLE rareTOT-VENT...	27 SLE rareTOT-VENT...	28 SLE rareTOT-VENTO-Y
1: Peso proprio	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}
2: Permanenti	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}
3: Accidentali 1	0.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}
4: Accidentali 2	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}
5: vento X	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}
6: vento Y	7.0×10^{-1}	-7.0×10^{-1}	7.0×10^{-1}	-7.0×10^{-1}
7: Sisma x [SRSS]	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}
8: Sisma y [SRSS]	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}

CASES	29 SLE freq1	30 SLEfreq2	31 SLEfreqTOT	32 SLE freq-VENTOX
1: Peso proprio	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}
2: Permanenti	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}
3: Accidentali 1	6.0×10^{-1}	0.0×10^{0}	6.0×10^{-1}	3.0×10^{-1}
4: Accidentali 2	0.0×10^{0}	6.0×10^{-1}	6.0×10^{-1}	3.0×10^{-1}
5: vento X	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	2.0×10^{-1}
6: vento Y	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}
7: Sisma x [SRSS]	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}
8: Sisma y [SRSS]	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}

CASES	33 SLE freq VENTOY	34 SLE q. perm1	35 SLE q.perm2	36 SLE q.permTOT
1: Peso proprio	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}
2: Permanenti	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}	1.0×10^{0}
3: Accidentali 1	3.0×10^{-1}	3.0×10^{-1}	0.0×10^{0}	3.0×10^{-1}
4: Accidentali 2	3.0×10^{-1}	0.0×10^{0}	3.0×10^{-1}	3.0×10^{-1}
5: vento X	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}
6: vento Y	2.0×10^{-1}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}
7: Sisma x [SRSS]	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}
8: Sisma y [SRSS]	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}	0.0×10^{0}

CASES	37 SLU FUOCO
1: Peso proprio	1.0×10^{0}
2: Permanenti	1.0×10^{0}
3: Accidentali 1	7.0×10^{-1}
4: Accidentali 2	7.0×10^{-1}
5: vento X	0.0×10^{0}
6: vento Y	0.0×10^{0}
7: Sisma x [SRSS]	0.0×10^{0}
8: Sisma y [SRSS]	0.0×10^{0}

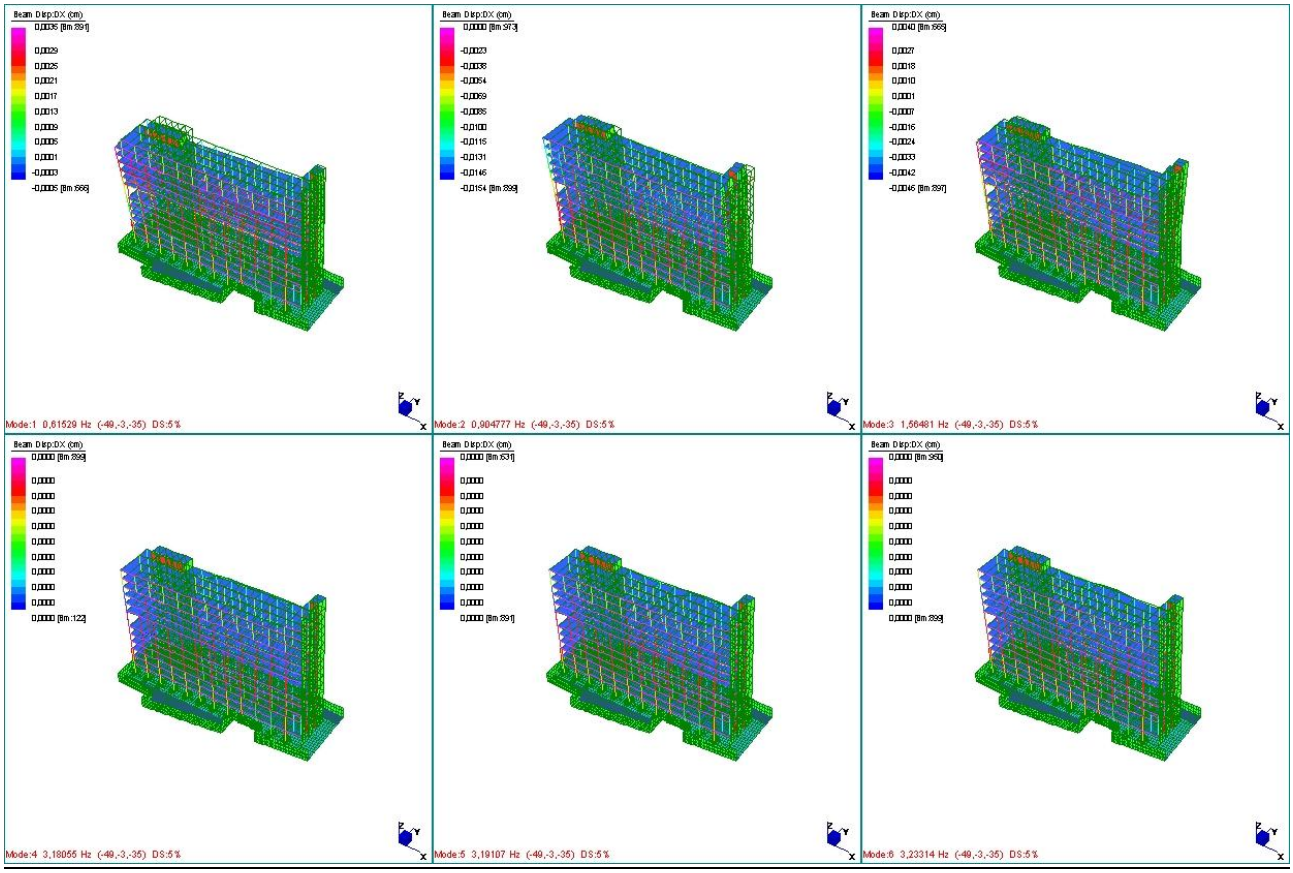
Analisi dinamica modale.

La seconda analisi è stata quella in frequenza, con la quale sono stati determinati i principali modi di vibrare di ciascuna struttura.

Sono stati presi in considerazione tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi sufficiente affinché la massa totale partecipante fosse superiore all'85% in tutte le direzioni.

Per la struttura A sono stati calcolati i primi 80 modi di vibrare.

Nell'immagine seguente si riportano le immagini dei primi sei modi di vibrare per l'edificio "A":



Modo 1: primo modo flessionale nella direzione del lato corto dell'edificio

modo 2: primo modo flessionale nella direzione del lato lungo dell'edificio

modo 3: primo modo torsionale

modi secondari degli impalcati

Analisi spettrale con la tecnica dello spettro di risposta.

Il terzo tipo di analisi è quella sismica, che si esegue con la tecnica dello spettro di risposta, considerando un'eccitazione sismica alla base.
Lo spettro utilizzato è quello di norma: una curva spettrale funzione del periodo.

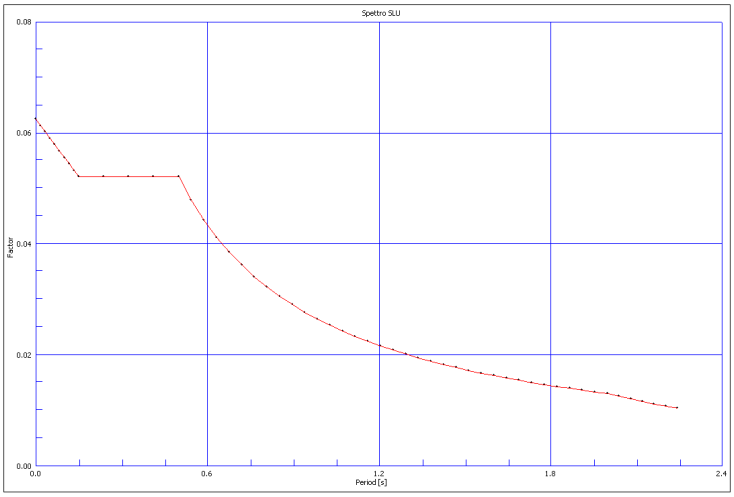
Essendo la zona a bassa sismicità è stato usato uno spettro con accelerazione 0,05 g.

La struttura è stata analizzata sottoponendo i due modelli agli elementi finiti ad un sisma in direzione x e uno in direzione y.

Le sollecitazioni risultanti e gli spostamenti complessivi sono stati calcolati con la regola SRSS (radice quadra della somma dei quadrati): $\alpha = \sqrt{\sum_i \alpha_i^2}$ dove per αi si intende l'iesima componente modale.

Tali operazioni sono svolte in automatico dal codice di calcolo utilizzato.

Lo spettro di progetto utilizzato per il calcolo è indicato nella figura seguente:

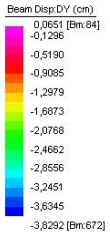


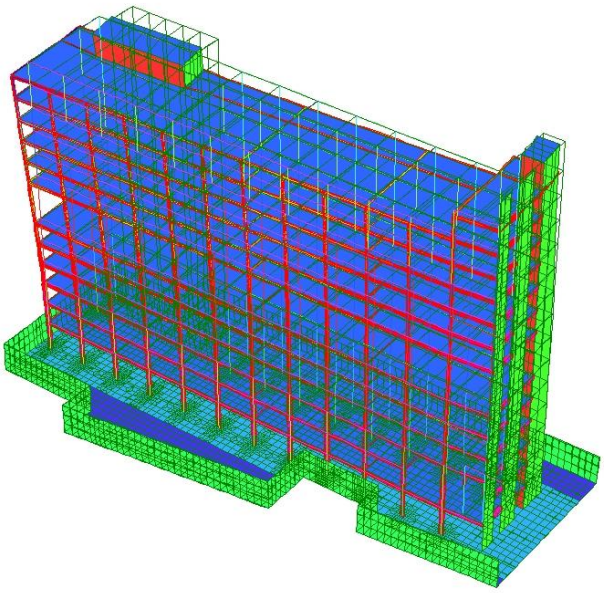
Spettro di progetto

Controllo Spostamenti sismici (drift di piano)

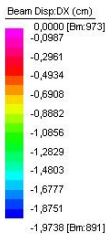
Di seguito si riporta il risultato dell'analisi con la tecnica dello spettro di risposta, tenendo conto di un sisma in direzione x e uno in direzione y, ad esempio per l'edificio "A".

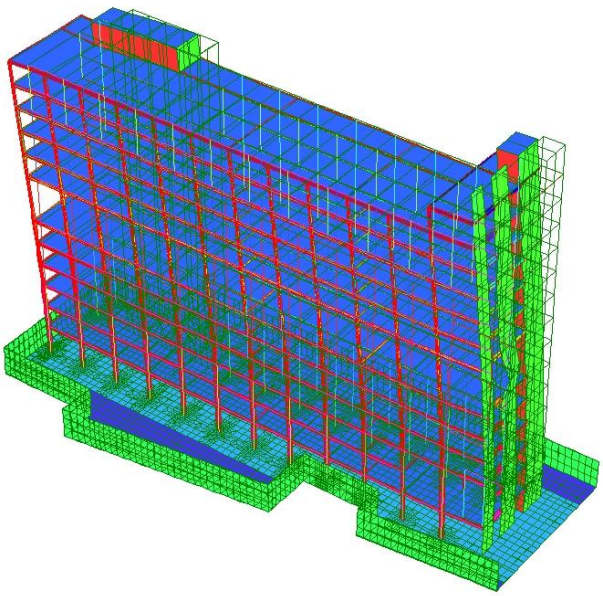
Spostamenti edificio A lungo "y" per sisma "Y":





Spostamenti edificio A lungo "x" per sisma "X":





Controllo spostamenti interpiano

È stato fatto un controllo sugli spostamenti di interpiano, moltiplicando i valori derivanti da'analisi spettrale per il coefficiente di struttura Q, in modo da associare il tutto ad uno spettro elastico e non di progetto.
Gli spostamenti sono stati combinati con la regola SRSS.

Si riportano nella tabella seguente i valori massimi, associati al sisma in direzione trasversale "Y" per ogni piano, col relativo controllo dello spostamento relativo tra i piani:

Numero piano	**Quota [cm]**	**Spostamento assoluto [cm]**	**Spostamento differenziale di piano [cm]**	**Verifica limiti di drift (<0.005 h)**	
PT	0	0	-	-	**-**
P1	460	0,141	0,141	2,3	**OK**
P2	830	0,4154	0,2744	1,85	**OK**
P3	1200	0,7713	0,3559	1,85	**OK**
P4	1570	1,226	0,4547	1,85	**OK**
P5	1940	1,7491	0,5231	1,85	**OK**
P6	2310	2,9541	1,205	1,85	**OK**
P8	3050	3,6022	0,6481	3,7	**OK**
P9	3420	4,2732	0,671	1,85	**OK**
P10	3790	4,9539	0,6807	1,85	**OK**
P11	4160	5,638	0,6841	1,85	**OK**
P12	4530	6,3204	0,6824	1,85	**OK**
P13	4900	7,1253	0,8049	1,85	**OK**

VERIFICA SOLAI

Per quanto riguarda la verifica dei solai è stato fatto riferimento alle tabelle fornite dal fornitore.

Verifica solaio luce l=4.25 [m]

Carichi agenti:

Peso proprio solaio: p_1= 4.85 [kN/m];
Carichi permanenti: p_2= 3.00 [kN/m];
Sovraccarico accidentale – archivi: q_2= 6.00 [kN/m];

I carichi agenti sono compatibili con i valori massimi ammissibili indicati dal prefabbricatore (vedi tabella 1).

Verifica solaio luce l=10.70 [m]

Carichi agenti:
Peso proprio solaio: p_1= 4.85 [kN/m];
Carichi permanenti: p_2= 3.00 [kN/m];
Sovraccarico accidentale – uffici non aperti al pubblico: q_1= 2.00 [kN/m];

I carichi agenti sono compatibili con i valori massimi ammissibili indicati dal prefabbricatore (vedi tabella 1).

Lunghezza lastra

Portata Cod	7.00	7.50	8.00	8.50	9.00	9.50	10.00	10.50	11.00	11.50	12.00	12.50	13.00	13.50	14.00	15.00
SD01	660	530	420	330	260	200	120									
SD02	880	720	580	480	390	310	240	190	120							
SD03	980	800	660	540	450	360	290	230	180	120						
SD04	1250	1040	870	730	610	510	430	350	290	230	180	120				
SD05	1630	1370	1160	980	840	710	600	510	440	370	300	250	200	160		
SD06	1880	1590	1350	1150	990	850	730	620	540	460	390	330	280	230	180	
SD07	2100	1790	1530	1320	1140	980	850	740	640	550	470	400	350	290	250	160
SD08	2300	1960	1680	1450	1260	1100	960	840	730	640	560	480	410	360	310	210
SD09	2550	2180	1880	1630	1410	1230	1070	940	820	720	630	560	490	420	370	270
SD10	2630	2240	1930	1660	1450	1260	1100	970	850	750	660	580	500	440	390	290

Tabella 1 –tabella di dimensionamento del produttore

VERIFICA TRAVI

Esempio verifica trave tipo 1

Le massime sollecitazioni agenti e le verifiche sulla trave in acciaio tipo 1, considerata incernierata alle colonne, sono riportate nel seguito.

Carichi agenti:

Peso proprio trave: p_1=1.60 [kN/m]

Carichi permanenti: $p_2 = (4.85+3.00)\cdot(\frac{4.25}{2}+\frac{10.70}{2}) = 58.68$ [kN/m]

Sovraccarico accidentale: $q_1 = (6.00\cdot\frac{4.25}{2})+(2.00\cdot\frac{10.70}{2}) = 23.24$ [kN/m]

Caratteristiche statiche:
W_x = 1627 [cm^3];
J_x = 30876 [cm^4].

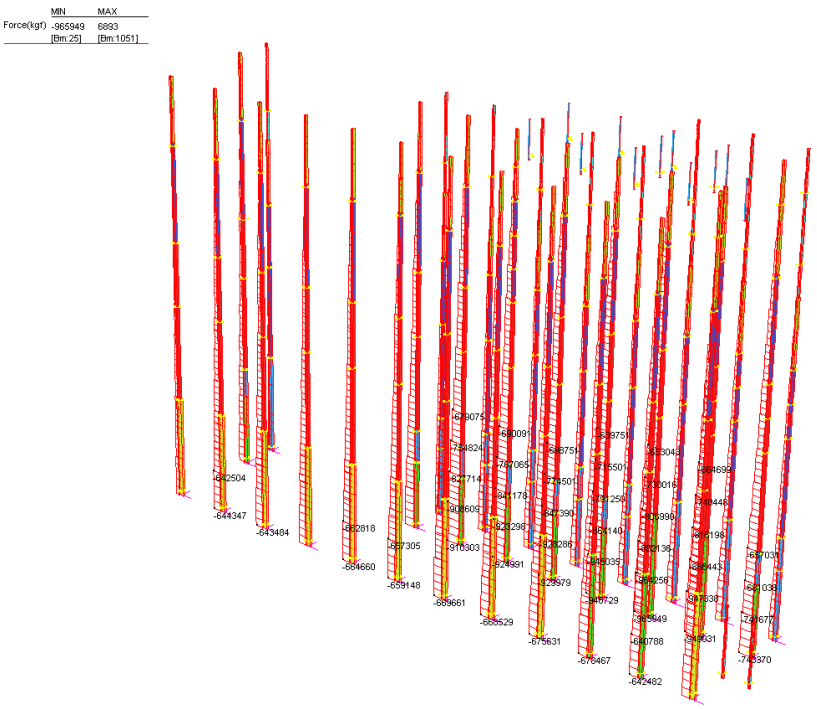
Verifiche a resistenza e a deformazione:

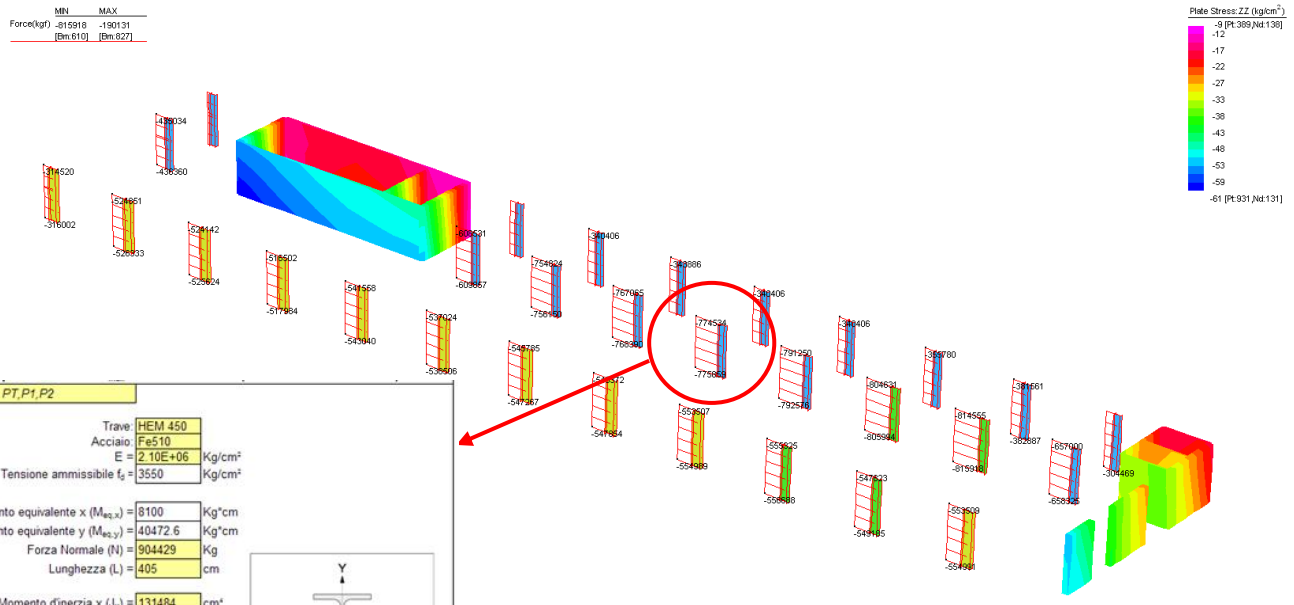
Trave :	Tipo 1			
Acciaio:	Fe 510			
fd =	3550	Kg/cm^2		
Tensione predim.=	2400	Kg/cm^2		
E (kg/cmq)=	2.10E+06	Kg/cm^2		
CARICHI:				
Peso Proprio trave, p=	1.60	Kg/cm		
Carico distribuito perm. =	58.68	Kg/cm		
Carico distribuito acc. =	23.24	Kg/cm		
Carico concentrato mezz. P=	0	kg		
carico distr.SLU=	119.252	Kg/cm		
Carico conc. mezz. P (SLU)=	0	kg		
LUCE =	604	cm		

sollecitazioni SLE:	Taglio massimo	= q*l/2 + P/2	25223	Kg	
	Momento M_q	= 1/8 x (q x l^2) =	3808679	Kgcm	
	Momento M_P	= 1/4 x (P x l) =	0	Kgcm	
	Momento tot. M_{tot}	= M_q + M_P =	3808679	Kgcm	
	Modulo necessario W_{min}	= M/σ_{adm} =	1587	cm^3	
sollecitazioni SLU:	Taglio massimo	= q*l/2 + P/2	36014	Kg	
	Momento M_q	= 1/8 x (q x l^2) =	5438130	Kgcm	
	Momento M_P	= 1/4 x (P x l) =	0	Kgcm	
	Momento tot. M_{tot}	= M_q + M_P =	5438130	Kgcm	
caratteristiche trave:					
W (cm^3) =	1627				
Jx (cm^4) =	30876				
Hanima (cm)=	24				
spessore anima (cm)=	1				
VERIFICHE:					
verifiche flessione SLU:	σ_s = M_{tot}/W	3342	Kg/cm^2	<	3550
verifiche taglio SLU:	τ = V/(Ha*t)	1501	Kg/cm^2	<	2050
verifica deformata SLE:	freccia, f_q	= 5/384(ql^4)/(EJ) =	2.232	cm	
	freccia, f_P	= 1/48(Pl^3)/(EJ) =	0.000	cm	
	freccia, f_{tot}	= f_q + f_P =	2.232	cm	
	rapporto L/f=	271			

VERIFICA COLONNE

Si riportano nel seguito le sollecitazioni di forza normale SLU agenti sulle colonne di un modello





Sollecitazioni al singolo piano

HEM 450 - PT,P1,P2

Trave:	HEM 450	
Acciaio:	Fe510	
E =	2.10E+06	Kg/cm²
Tensione ammissibile f_d =	3550	Kg/cm²
Momento equivalente x ($M_{eq,x}$) =	8100	Kg*cm
Momento equivalente y ($M_{eq,y}$) =	40472.6	Kg*cm
Forza Normale (N) =	904429	Kg
Lunghezza (L) =	405	cm
Momento d'inerzia x (J_x) =	131484	cm⁴
Momento d'inerzia y (J_y) =	19339	cm⁴
Modulo di resistenza x (W_x) =	5500	cm³
Modulo di resistenza y (W_y) =	2160	cm³
Raggio d'inerzia x (i_x) =	19.80	cm
Raggio d'inerzia y (i_y) =	7.59	cm
Area (A) =	335.40	cm²
Fattore di forma x (ψ_x) =	1.0	
Fattore di forma x (ψ_y) =	1.0	
Effetti dinamici (ν) =	1.0	
Coefficiente vincolare x (β_x) =	1.0	
Coefficiente vincolare y (β_y) =	1.0	
Lungh. libera di inflessione x ($L_{c,x}$) =	405	cm
Lungh. libera di inflessione y ($L_{c,y}$) =	405	cm
Snellezza x (λ_x) =	20	
Snellezza y (λ_y) =	53	
ω_{max} =	1.27	
$N_{\alpha,x}$ =	16614294	Kg
$N_{\alpha,y}$ =	2443673	Kg

N.B. X asse di maggior inerzia

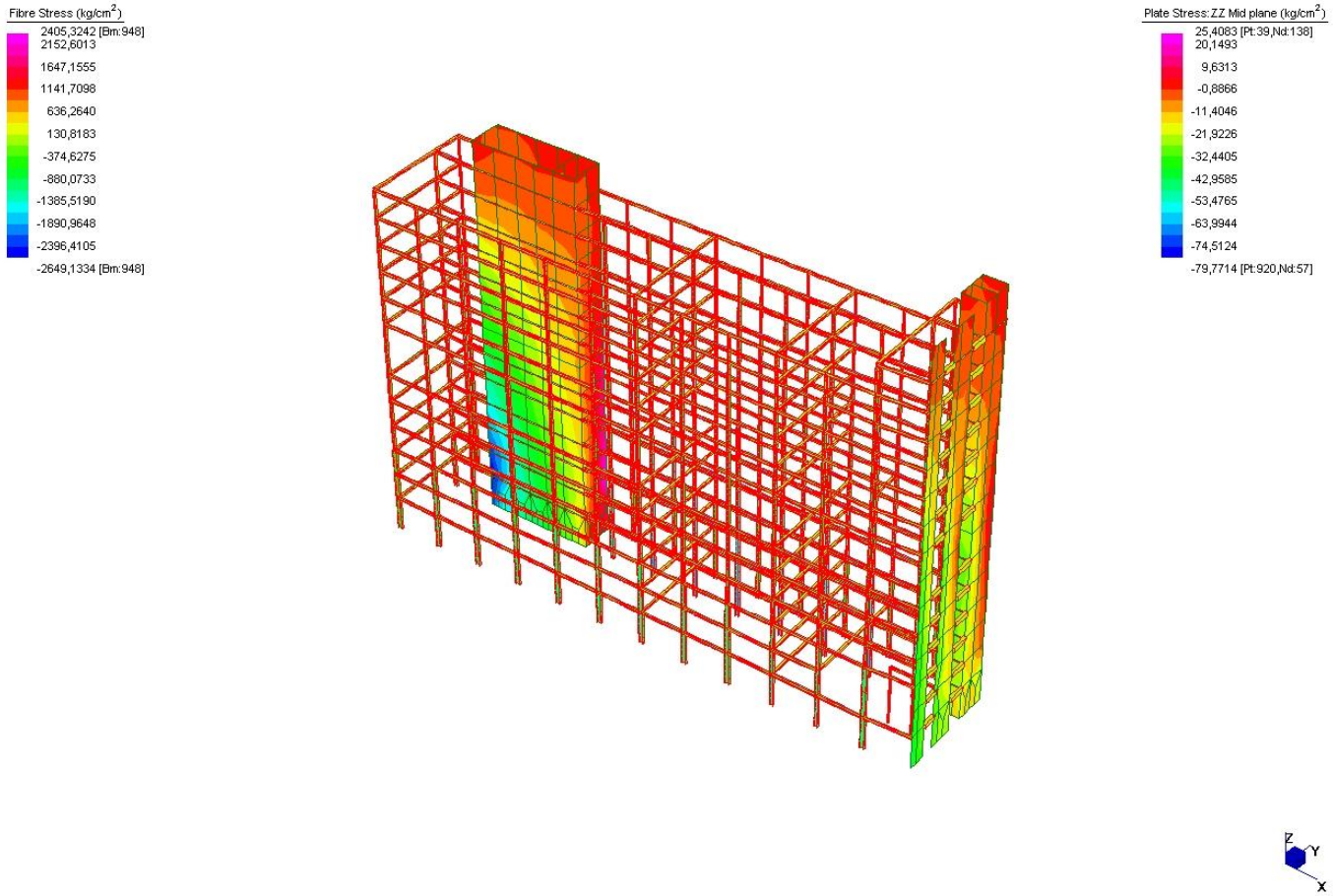
Prospetti 7-II, 7-III, 7-IV
(formula di Eulero $N_{cr,x} = \pi^2 EJ / L_{c,x}^2$)
(formula di Eulero $N_{cr,y} = \pi^2 EJ / L_{c,y}^2$)

$\sigma = \omega^*N/A + M_x / [\psi_x^*W_x^*(1-\nu^*N/N_{\alpha,x})] + M_y / [\psi_y^*W_y^*(1-\nu^*N/N_{cr,y})]$ = 3455.95 ≤ f_d (Kg/cm²) = 3550

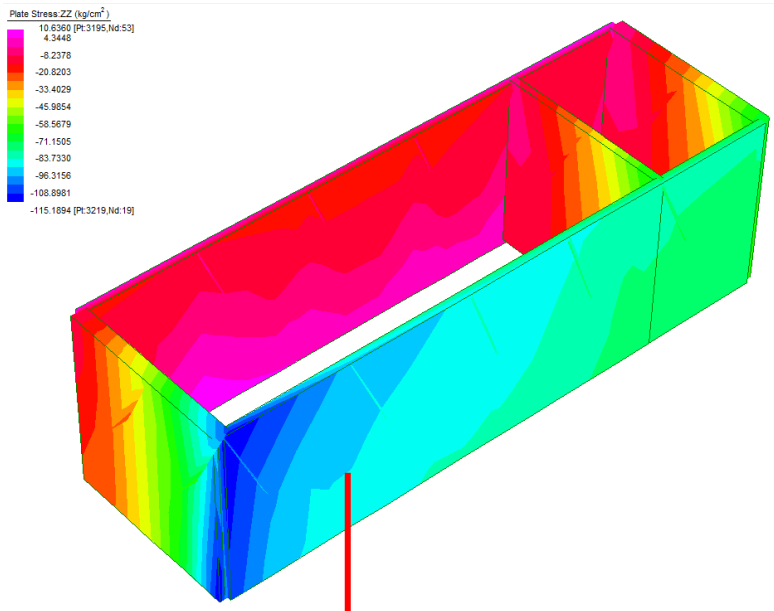
Verifica di resistenza e stabilità

VERIFICA NUCLEI DI CONTROVENTO E SETTI

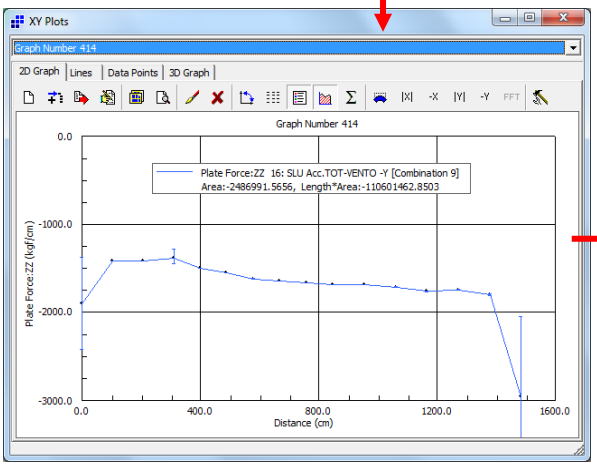
Dall'analisi delle tensioni allo SLU, integrando sugli elementi plate che formano nuclei e setti, si determinano le sollecitazioni globali che servono per la verifiche nel dominio di rottura della sezione:

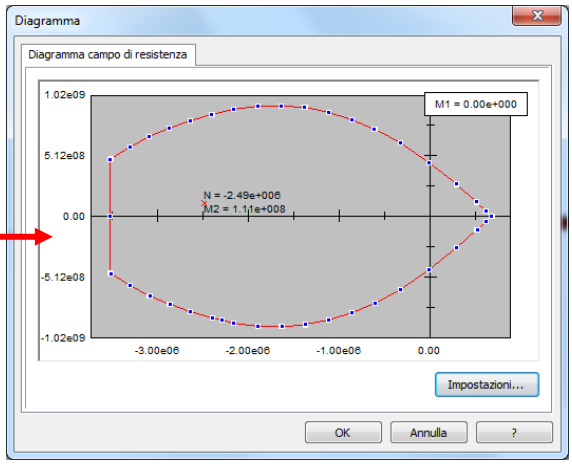


Distribuzione tensioni SLU nei setti e nuclei



Distribuzione tensioni nel nucleo al piano “n” di verifica





Integrazione tensioni

dominio rottura del nucleo al piano “n”

La verifica deve essere effettuata su tutte le combinazioni SLU

VERIFICA A TAGLIO PARETI SL (N;mm)

MATERIALI

acciaio	
f_{tk} =	**540**
g_s =	**1.15**
f_{yk} (Mpa) =	**430**
f_{yd} =	374
E_s =	**206000**
e_{yd} =	0.00182

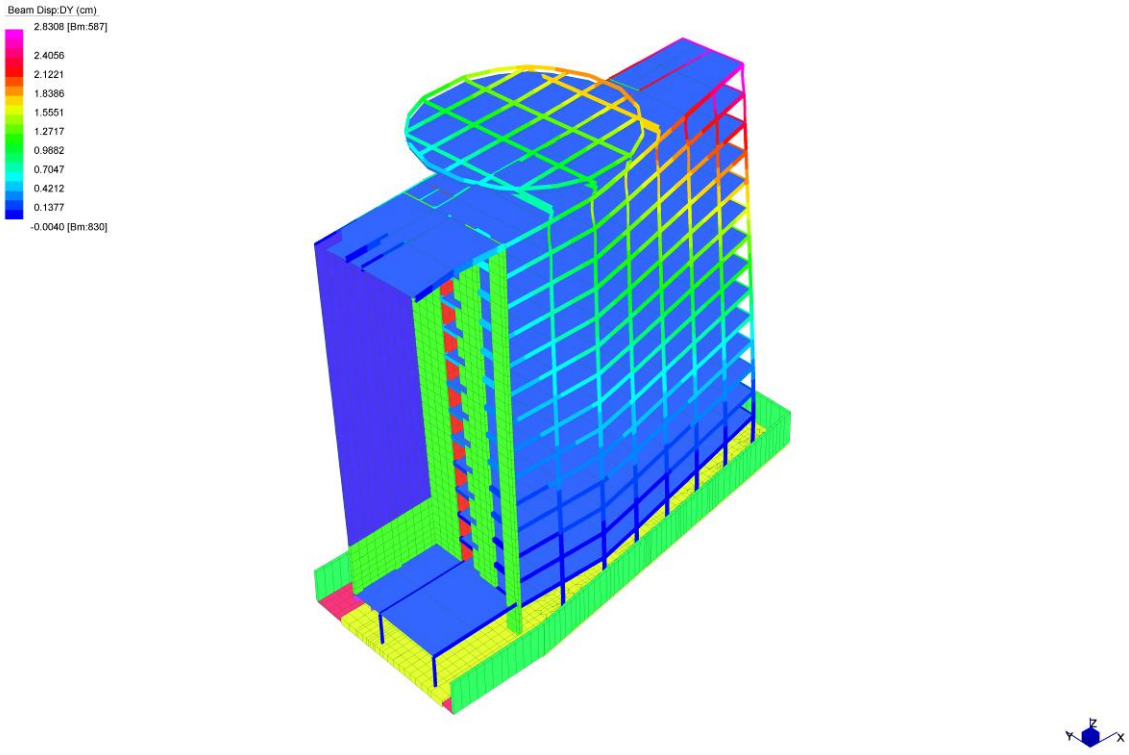
cls			
R_{ck} (MPa) =	**30.0**	f_{ctm} =	2.6
γ_c =	**1.5**	f_{ctk05} =	1.8
f_{ck} =	24.9	f_{ctk95} =	3.4
f_{cd} =	16.6	τ_{rd} =	0.30
f'_{cd} =	14.1	E_c =	31220

	sollecitazioni agenti			dimensioni parete						staffe				Sollecitazione resistenti																											
	V (kN)	V_{sd} (kN)	N_{sd} (kN)	b_s (mm)	l (mm)	c (mm)	z=0,9 l (mm)	d (mm)	Arm. Long. tesa A_{sl} (mm^2)	α (°)	ϕ_{st} (mm)	n.braccia	passo (mm)	V_{rd1} (kN)	V_{rd2} (kN)	V_{cd} (kN) <V_{rd1}	V_{wd} (kN)		V_{Rd3} (kN) = $V_{cd}+V_{wd}$	V_{dd} (kN)	V_{fd} (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN) = V_{dd} + V_{fd}	$V_{sd}<V_{Rd2}$	$V_{sd}<V_{Rd3}$	$V_{sd}<V_{Rd,s}$	ρ'	ρ	(1.6-d)	k	ν'	ν	σ_{cp} (N/mm^2)	f_{ywd}	α (rad)	cot(α)	A_{sw} (mm^2)
SETTO S1																																								
SLU ACC1_VENTOX	12	18	**2006.29**	**400**	**4550**	**45**	4095	4505	**11574**	**90**	**8**	**2**	**200**	995	5320	725	693	>V_{sd}/2	1417	1082	5778	6860	verificato	verificato	verificato	0.006	0.006	-2.91	1.00	0.576	0.576	1.10	373.9	1.571	0.000	101
SLU ACC1_VENTOY	47	71	**2128.71**	**400**	**4550**	**45**	4095	4505	**11574**	**90**	**8**	**2**	**200**	1012	5320	725	693	>V_{sd}/2	1417	1082	5778	6860	verificato	verificato	verificato	0.006	0.006	-2.91	1.00	0.576	0.576	1.17	373.9	1.571	0.000	101
SLU ACC2_VENTOX	10	15	**1868.14**	**400**	**4550**	**45**	4095	4505	**11574**	**90**	**8**	**2**	**200**	977	5320	725	693	>V_{sd}/2	1417	1082	5778	6860	verificato	verificato	verificato	0.006	0.006	-2.91	1.00	0.576	0.576	1.03	373.9	1.571	0.000	101
SLU ACC2_VENTOY	49	73	**1990.57**	**400**	**4550**	**45**	4095	4505	**11574**	**90**	**8**	**2**	**200**	993	5320	725	693	>V_{sd}/2	1417	1082	5778	6860	verificato	verificato	verificato	0.006	0.006	-2.91	1.00	0.576	0.576	1.09	373.9	1.571	0.000	101
SLU ACCTOT_VENTOX	12	19	**2115.44**	**400**	**4550**	**45**	4095	4505	**11574**	**90**	**8**	**2**	**200**	1010	5320	725	693	>V_{sd}/2	1417	1082	5778	6860	verificato	verificato	verificato	0.006	0.006	-2.91	1.00	0.576	0.576	1.16	373.9	1.571	0.000	101
SLU ACCTOT_VENTOY	47	70	**2237.86**	**400**	**4550**	**45**	4095	4505	**11574**	**90**	**8**	**2**	**200**	1027	5320	725	693	>V_{sd}/2	1417	1082	5778	6860	verificato	verificato	verificato	0.006	0.006	-2.91	1.00	0.576	0.576	1.23	373.9	1.571	0.000	101
SLU ACCTOT_VENTO -Y	61	91	**2329.15**	**400**	**4550**	**45**	4095	4505	**11574**	**90**	**8**	**2**	**200**	1039	5320	1449	693	>V_{sd}/2	2142	1082	5778	6860	verificato	verificato	verificato	0.006	0.006	-2.91	2.00	0.576	0.576	1.28	373.9	1.571	0.000	101
SLU VENTOX	14	21	**1936.47**	**400**	**4550**	**45**	4095	4505	**11574**	**90**	**8**	**2**	**200**	986	5320	725	693	>V_{sd}/2	1417	1082	5778	6860	verificato	verificato	verificato	0.006	0.006	-2.91	1.00	0.576	0.576	1.06	373.9	1.571	0.000	101
SLU VENTOY	70	106	**2111.37**	**400**	**4550**	**45**	4095	4505	**11574**	**90**	**8**	**2**	**200**	1010	5320	725	693	>V_{sd}/2	1417	1082	5778	6860	verificato	verificato	verificato	0.006	0.006	-2.91	1.00	0.576	0.576	1.16	373.9	1.571	0.000	101
SLU VENTO -Y	83	124	**2241.78**	**400**	**4550**	**45**	4095	4505	**11574**	**90**	**8**	**2**	**200**	1027	5320	1449	693	>V_{sd}/2	2142	1082	5778	6860	verificato	verificato	verificato	0.006	0.006	-2.91	2.00	0.576	0.576	1.23	373.9	1.571	0.000	101
x + 0.3y	11	17	**2617.9**	**400**	**4550**	**45**	4095	4505	**11574**	**90**	**8**	**2**	**200**	1078	5320	725	693	>V_{sd}/2	1417	1082	5778	6860	verificato	verificato	verificato	0.006	0.006	-2.91	1.00	0.576	0.576	1.44	373.9	1.571	0.000	101
1x - 0.3y	40	59	**2624.88**	**400**	**4550**	**45**	4095	4505	**11574**	**90**	**8**	**2**	**200**	1079	5320	725	693	>V_{sd}/2	1417	1082	5778	6860	verificato	verificato	verificato	0.006	0.006	-2.91	1.00	0.576	0.576	1.44	373.9	1.571	0.000	101
-1x + 0.3y	47	71	**692.87**	**400**	**4550**	**45**	4095	4505	**11574**	**90**	**8**	**2**	**200**	818	5320	725	693	>V_{sd}/2	1417	1082	5778	6860	verificato	verificato	verificato	0.006	0.006	-2.91	1.00	0.576	0.576	0.38	373.9	1.571	0.000	101
-1x - 0.3y	19	28	**701.98**	**400**	**4550**	**45**	4095	4505	**11574**	**90**	**8**	**2**	**200**	819	5320	725	693	>V_{sd}/2	1417	1082	5778	6860	verificato	verificato	verificato	0.006	0.006	-2.91	1.00	0.576	0.576	0.39	373.9	1.571	0.000	101
0.3x + 1y	42	63	**477.7**	**400**	**4550**	**45**	4095	4505	**11574**	**90**	**8**	**2**	**200**	789	5320	725	693	>V_{sd}/2	1417	1082	5778	6860	verificato	verificato	verificato	0.006	0.006	-2.91	1.00	0.576	0.576	0.26	373.9	1.571	0.000	101
0.3x - 1y	59	89	**572.11**	**400**	**4550**	**45**	4095	4505	**11574**	**90**	**8**	**2**	**200**	802	5320	725	693	>V_{sd}/2	1417	1082	5778	6860	verificato	verificato	verificato	0.006	0.006	-2.91	1.00	0.576	0.576	0.31	373.9	1.571	0.000	101
-0.3x + 1y	52	78	**508.05**	**400**	**4550**	**45**	4095	4505	**11574**	**90**	**8**	**2**	**200**	793	5320	725	693	>V_{sd}/2	1417	1082	5778	6860	verificato	verificato	verificato	0.006	0.006	-2.91	1.00	0.576	0.576	0.28	373.9	1.571	0.000	101
-0.3x - 1y	34	51	**602.46**	**400**	**4550**	**45**	4095	4505	**11574**	**90**	**8**	**2**	**200**	806	5320	725	693	>V_{sd}/2	1417	1082	5778	6860	verificato	verificato	verificato	0.006	0.006	-2.91	1.00	0.576	0.576	0.33	373.9	1.571	0.000	101

SLE – VERIFICA SPOSTAMENTI

Le combinazioni di carico SLE sono usate per il controllo degli spostamenti con le limitazioni imposte dalle norme.
Gli spostamenti sotto la spinta del vento sono necessari, negli edifici alti, per dimensionare i serramenti delle facciate.

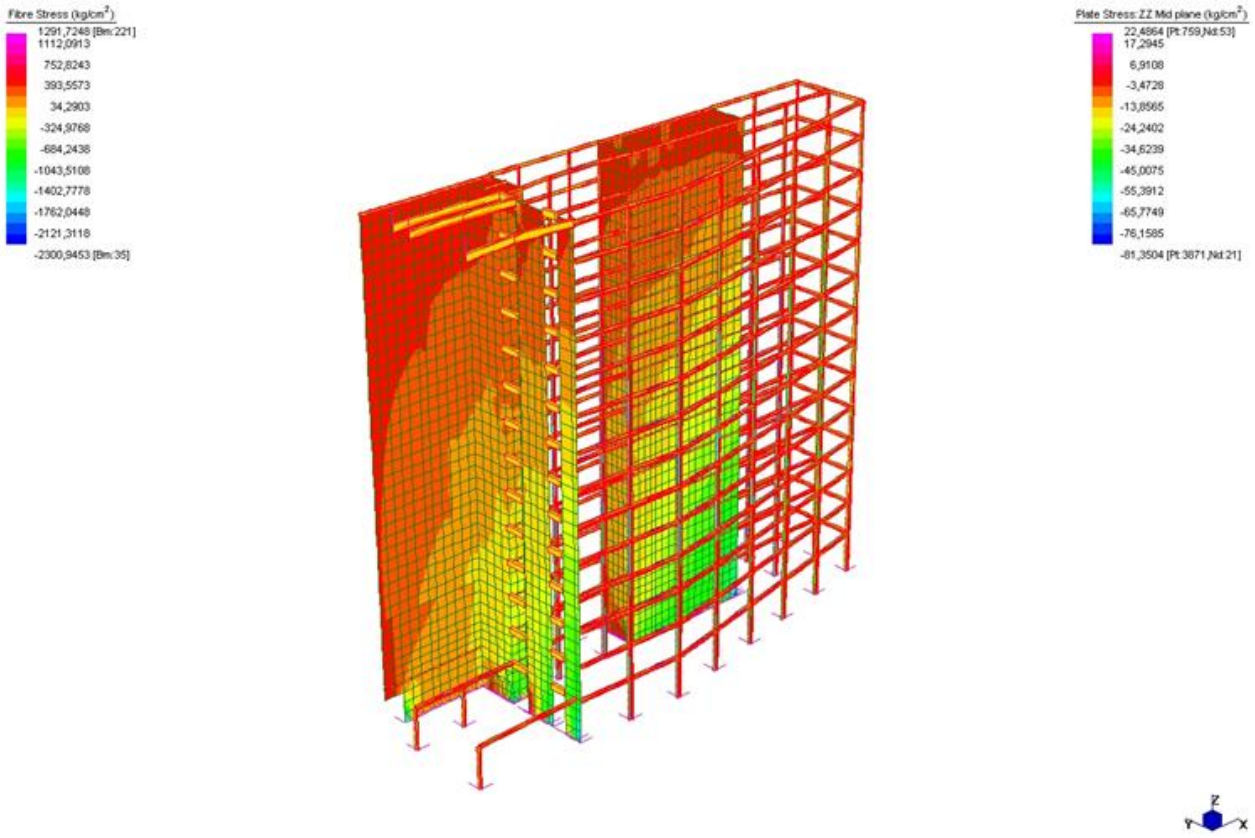
Nell'immagine che segue si evidenziano gli spostamenti trasversali dovuti al vento che soffia sulla facciata lunga e la relativa verifica globale:



2.83 cm < H/500

SLE – VERIFICA TENSIONI DI ESERCIZIO

Le combinazioni di carico SLE sono usate per il controllo delle tensioni massime di esercizio con le limitazioni imposte dalle norme.



Serviceability limit states: envelope stress in all members

CALCOLO FONDAZIONI

Il modello è quello generale, costituito da elementi beam per travi e pilastri, elementi bidimensionali per i setti in cemento armato e i nuclei ascensore, elementi piastra su suolo alla Winkler per la platea di fondazione, master link node per simulare la rigidezza di piano, elementi load-patch per attribuire i carichi dei solai.

La platea è stata modellata con elementi piastra su suolo elastico alla Winkler, col valore $K_w = 3$ kg/cm^3.

Si stimano:

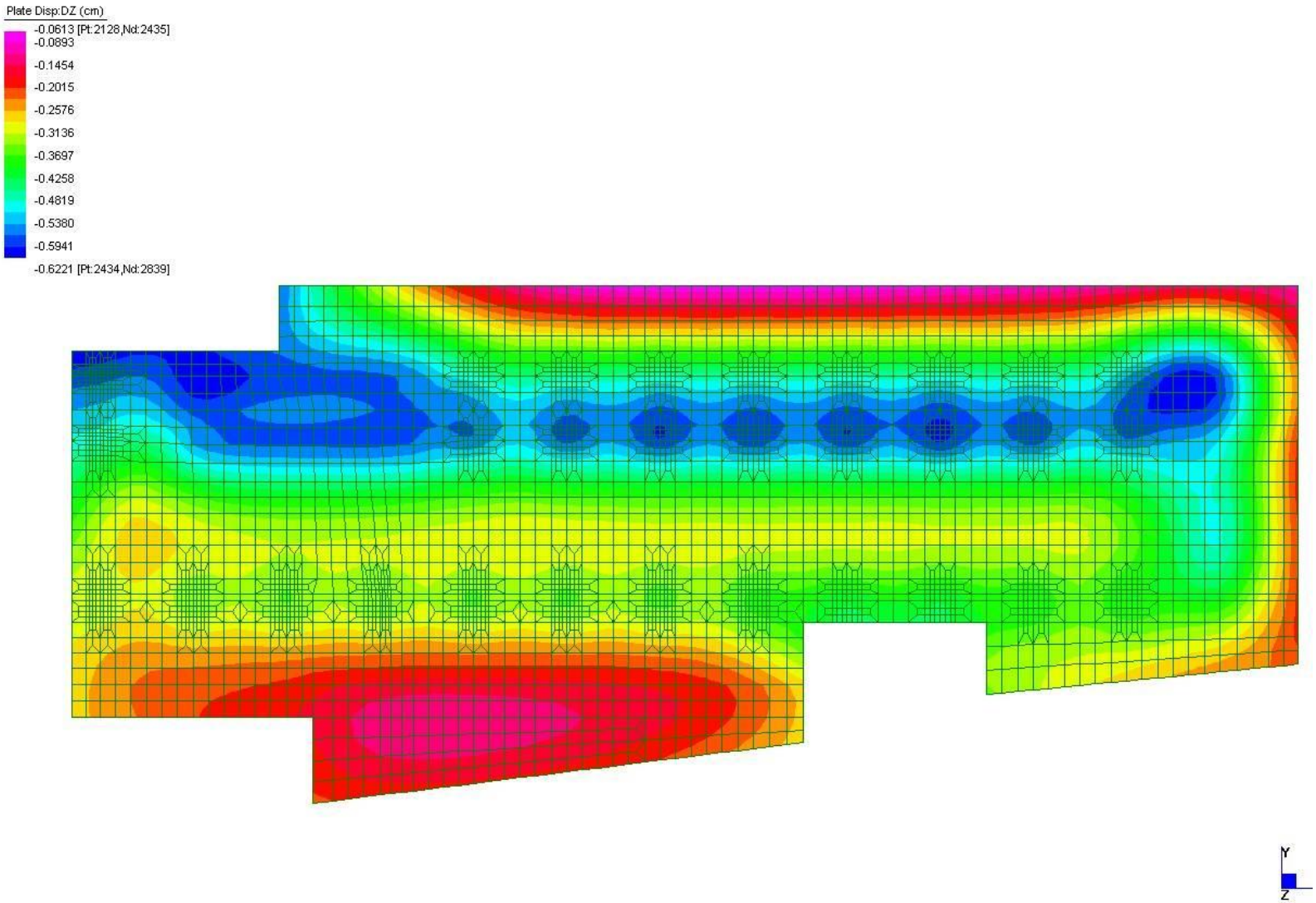
- sollecitazioni in platea
- pressioni sul terreno
- cedimenti

Questa metodologia permette la corretta valutazione dell'interazione terreno-struttura: la stima dei cedimenti differenziali ed il calcolo esatto delle loro influenze nelle sollecitazioni sulla struttura.

Si riportano nel seguito le figure relative al calcolo di cedimenti e pressioni sul terreno, valutati in SLE rare, i momenti massimi e minimi valutati in SLU sulla platea in cemento armato.

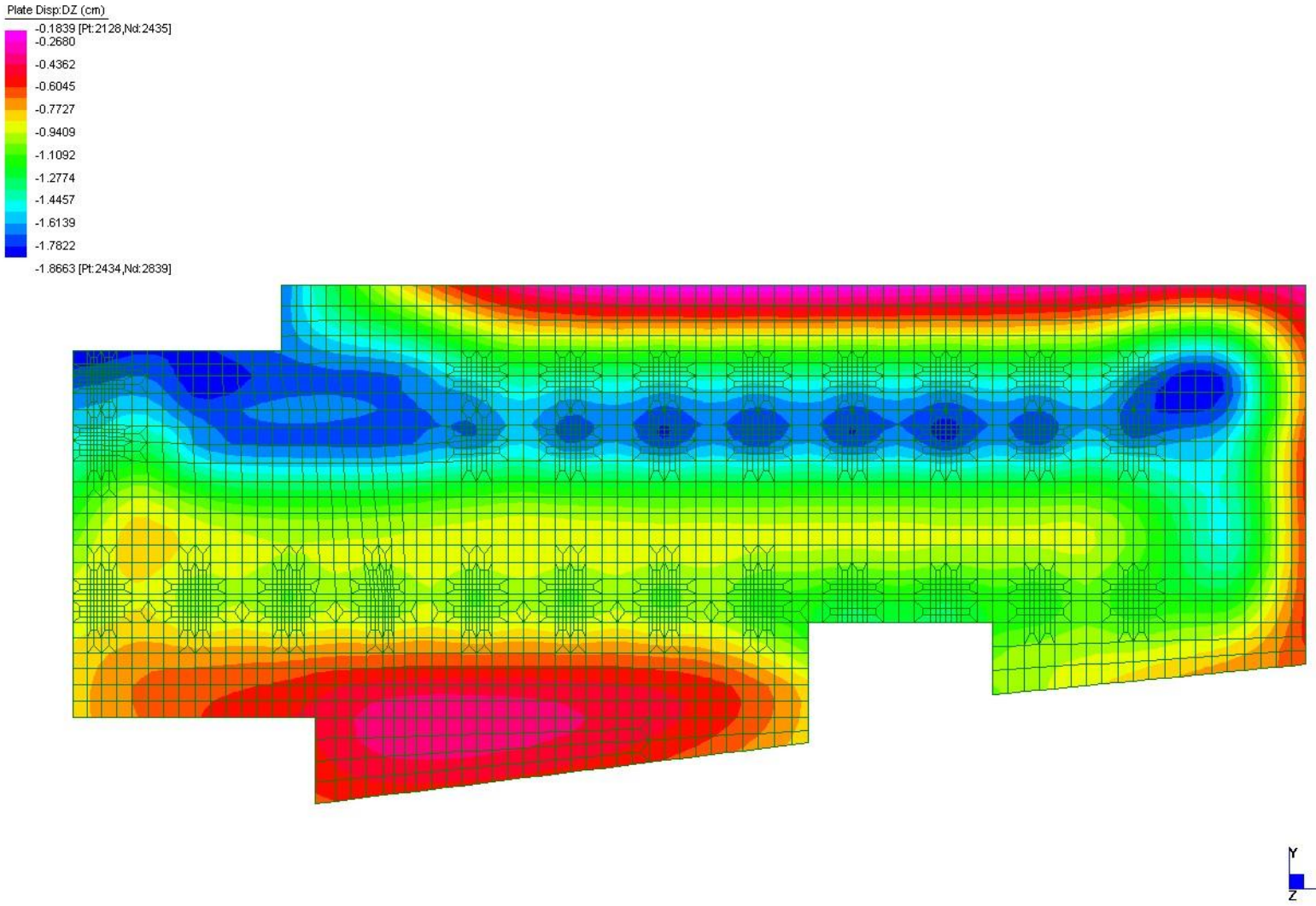
Si riportano, inoltre, le figure che individuano le aree in cui dovrà essere disposta l'armatura integrativa al lembo superiore e al lembo inferiore nelle due direzioni principali x,y.

Si noti che questi risultati sono ottenibili con una semplice combinazione di carichi ed opportuni coefficienti moltiplicativi.



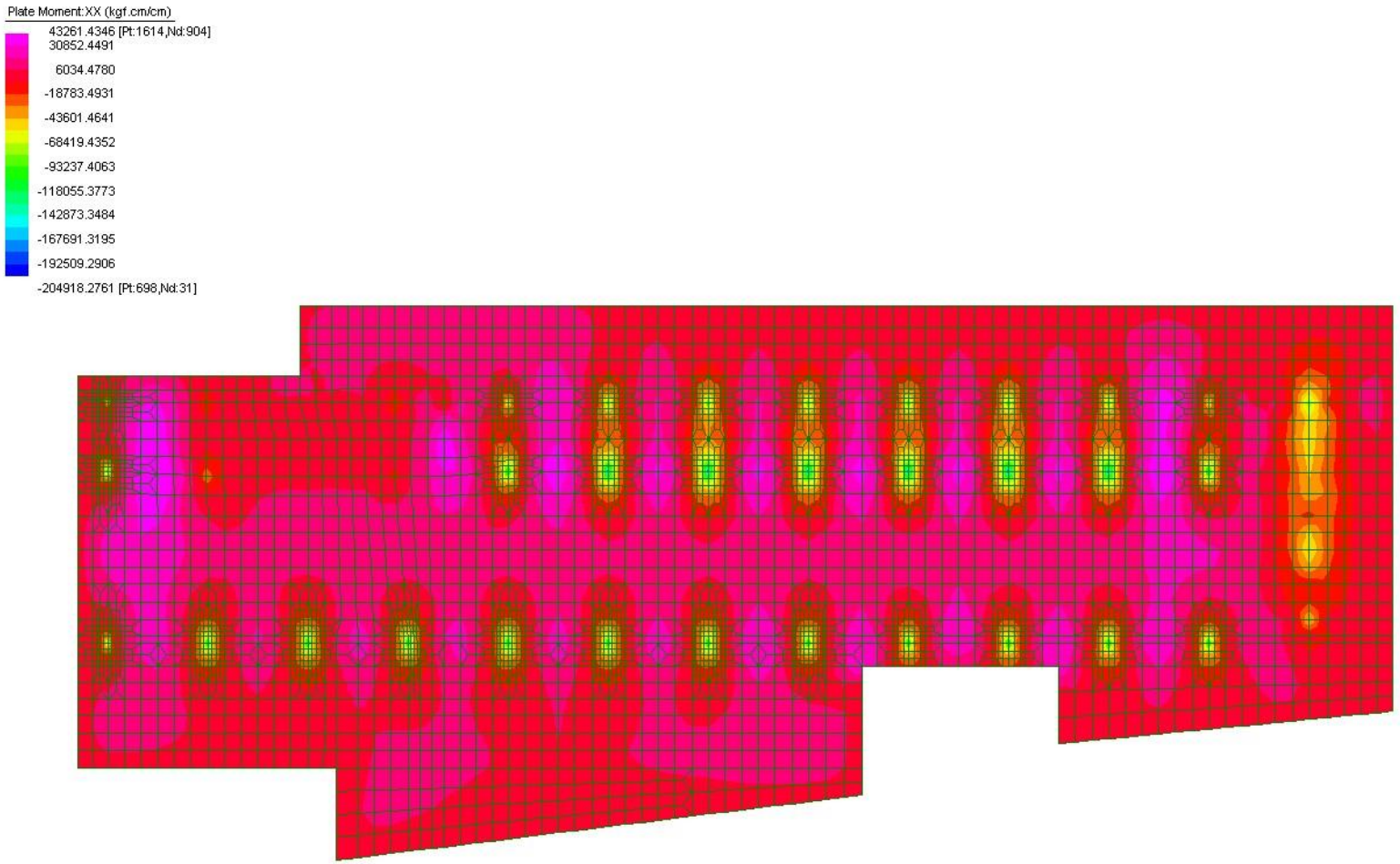
Cedimenti Edificio A - SLE

Valutazione delle pressioni sul terreno: $P = K_w * cedimento$



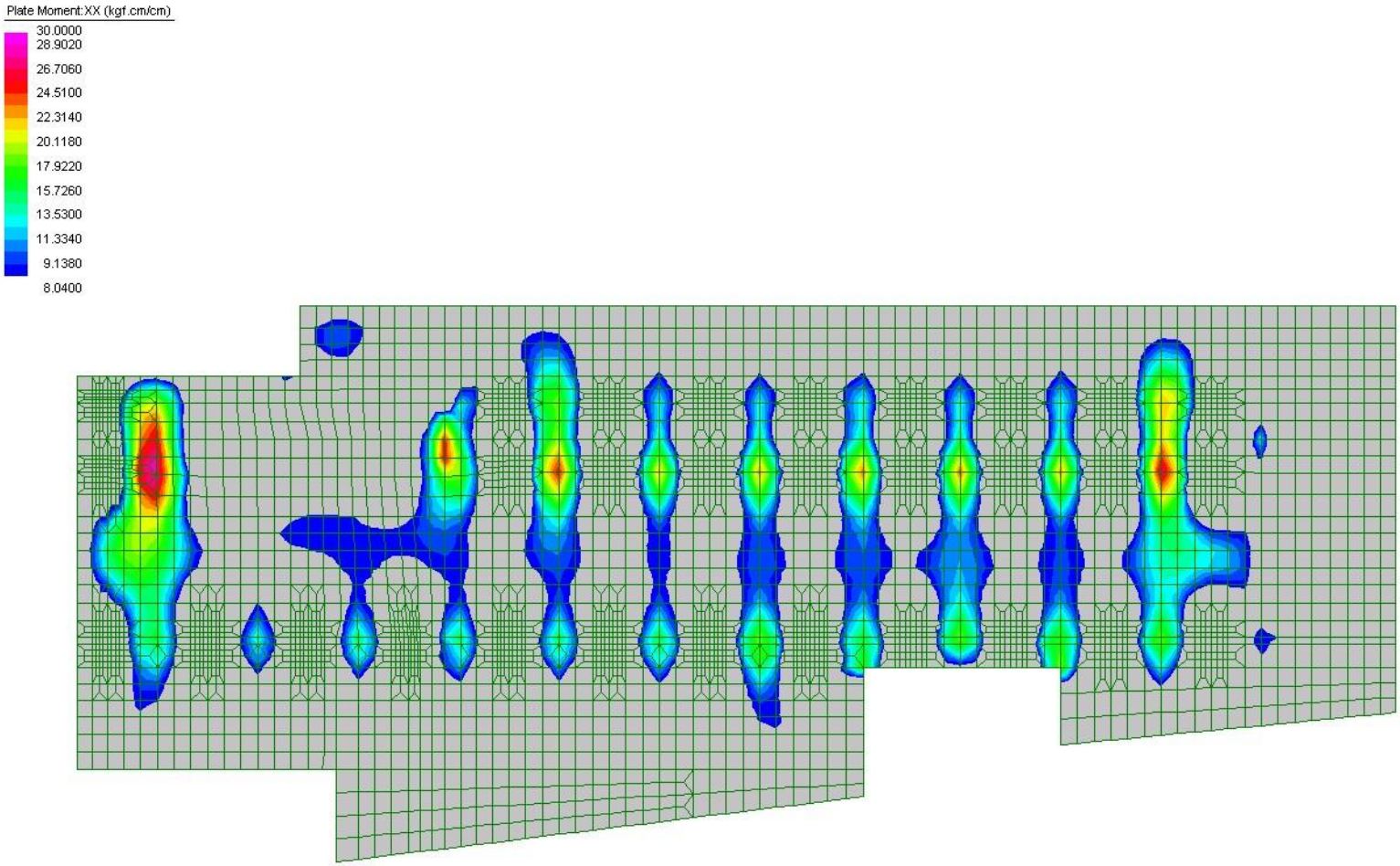
Pressioni sul terreno Edificio A - SLE

Valutazione dei momenti sulla platea

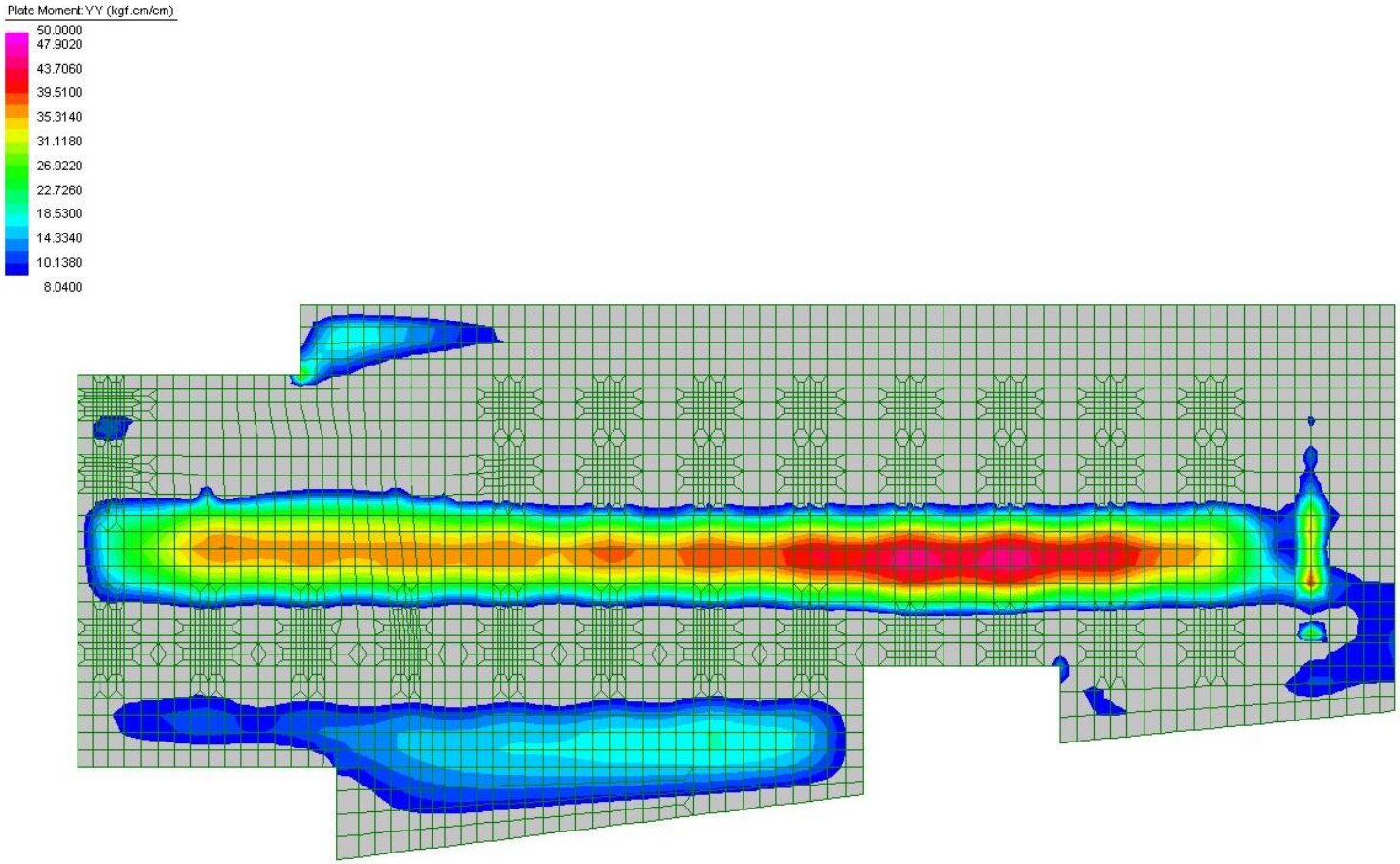


M_{max} XX - Edificio A - SLU

Si prevede di utilizzare per la platea calcestruzzo armato di classe di resistenza $R_{ck}30$ e classe di esposizione XC2.
La platea sarà armata con una maglia Φ20 passo 20x20 superiore e inferiore diffusa, si riportano nel seguito le immagini relative ai campi di copertura della rete (indicati in grigio): $M_{res} = 0.9*d*\sigma_s *A_s$



M_{max} XX - Edificio A

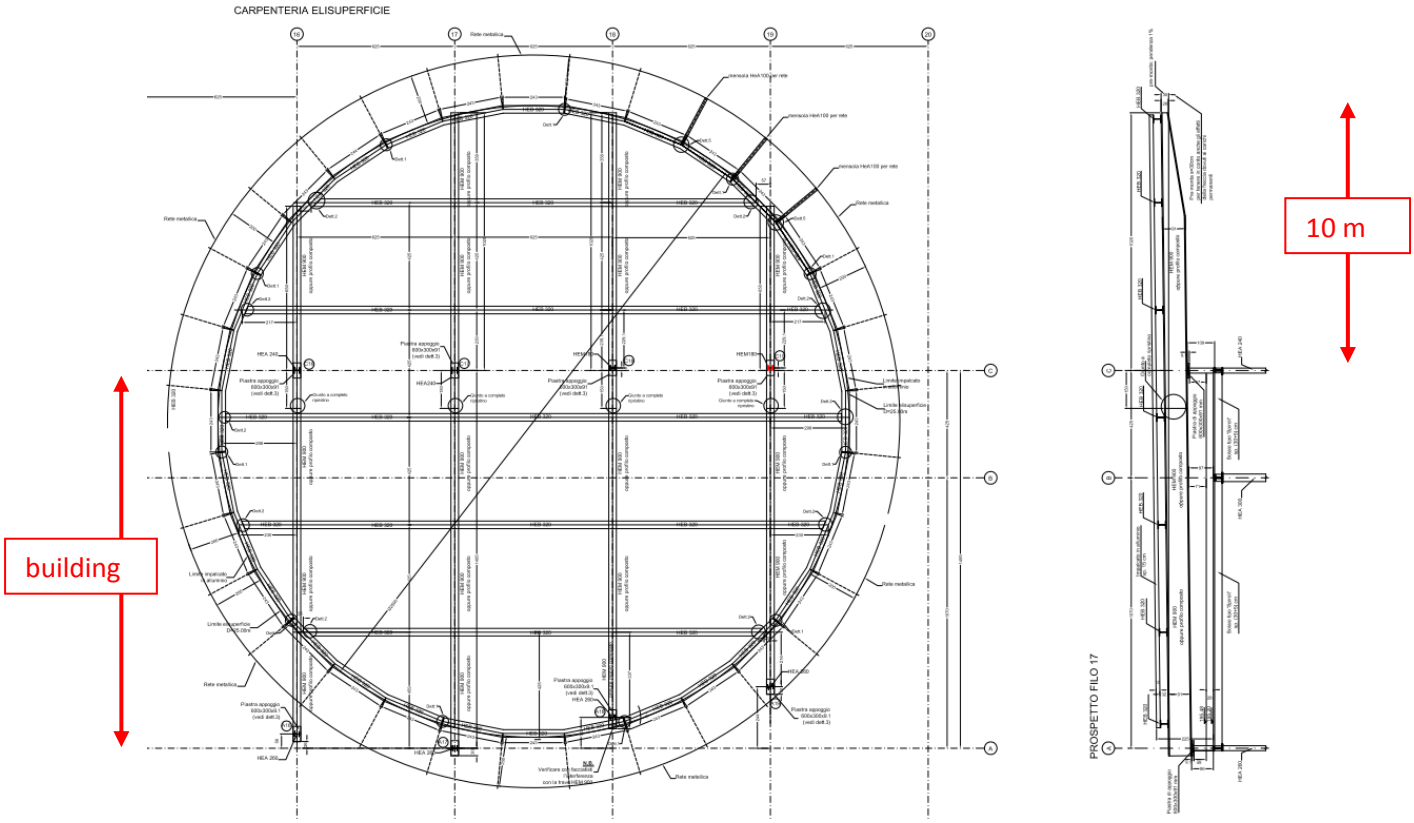


M_{max} YY - Edificio A

In corrispondenza delle aree soggette a maggiori sollecitazioni verranno disposti ferri aggiuntivi superiori e inferiori così come indicato nelle tavole di orditura della platea

ELISUPERFICIE

L'elisuperficie, per soddisfare la certificazione ENAC, deve consentire l'atterraggio di elicotteri tipo AW139. Il diametro esterno della pista doveva essere pari a 25.00 [m], cui si deve aggiungere la rete metallica di protezione di larghezza pari a 2.00 [m].
L'elisuperficie è costituita da elementi in alluminio dello spessore di 15 cm [cm] che poggiano su un traliccio di travi in acciaio.
La struttura in acciaio poggia su colonne in acciaio presenti sui fili A e C dell'edificio.
Le travi principali, disposte trasversalmente, sono costituite da profili HEM 900, o profili di pari caratteristiche statiche, che presentano sbalzo massimo pari a 10.00 [m] e campata massima tra A e C pari a 14.95 [m].
Appoggiate sopra queste ultime, le travi secondarie e l'anello perimetrale, costituite da profili tipo HEB320. Le travi sono disposte ad interasse pari a 4.25 [m], presentano luce libera tra gli appoggi pari a 6.25 [m] e hanno sbalzi massimi, in direzione longitudinale, pari a 2.98 [m].
La struttura in acciaio poggia su colonne, anch'esse in acciaio, presenti sui fili A e C dell'edificio. La scelta di non considerare l'appoggio sul picchetto B nasce dall'esigenza statica di avere la campata delle travi principali dell'elisuperficie, tra il filo A e il filo C, di lunghezza paragonabile allo sbalzo presente oltre il picchetto C per evitare il manifestarsi di sollecitazioni di trazione sulle colonne.
L'anello perimetrale è composto da una spezzata di 32 elementi uguali, tali da far percepire, dal basso, la struttura il più possibile vicino ad una circonferenza. La dimensione massima degli elementi è pari a 2.43 [m].



Analisi dei carichi

Pesi propri e carichi permanenti:

Si sono considerati i seguenti peso proprio e carichi permanenti sulla struttura:

Peso proprio solaio (impalcato alluminio) g_1= 0.39 kN/m^2;

Carico variabile:

In accordo con le norme ICAO è stato considerato un carico uniformente distribuito pari a 0.5 kN/m^2, applicato in combinazione con il carico dell'elicottero in atterraggio, ed un carico di 3.00 kN/m^2, applicato in combinazione con il carico dell'elicottero in parcheggio.

Atterraggio q_1= 0.50 kN/m^2;

Parcheggio q_2= 2.50 kN/m^2;

Carico accidentale

E' l'equivalente statico del carico dinamico da impatto generato dall'elicottero in atterraggio. Il carico è quello dovuto al peso del massimo decollo (MTOW) del più pesante elicottero accolto dall'elisuperficie, moltiplicato per il rispettivo fattore di carico e applicato in direzione orizzontale e verticale, diviso in parti uguali in due punti che rappresentano il carrello principale dell'elicottero.

Componenti verticali:

1) Stato limite accidentale (Atterraggio di emergenza): 1.3x2.5x MTOW;
2) Stato limite ultimo: 1.3x1.5x MTOW;
3) Stato limite di esercizio: 1Xmtow.

Componenti orizzontali:

1) Tutte le combinazioni di carico: 1.6x0.5x MTOW;

Elicottero di progetto:

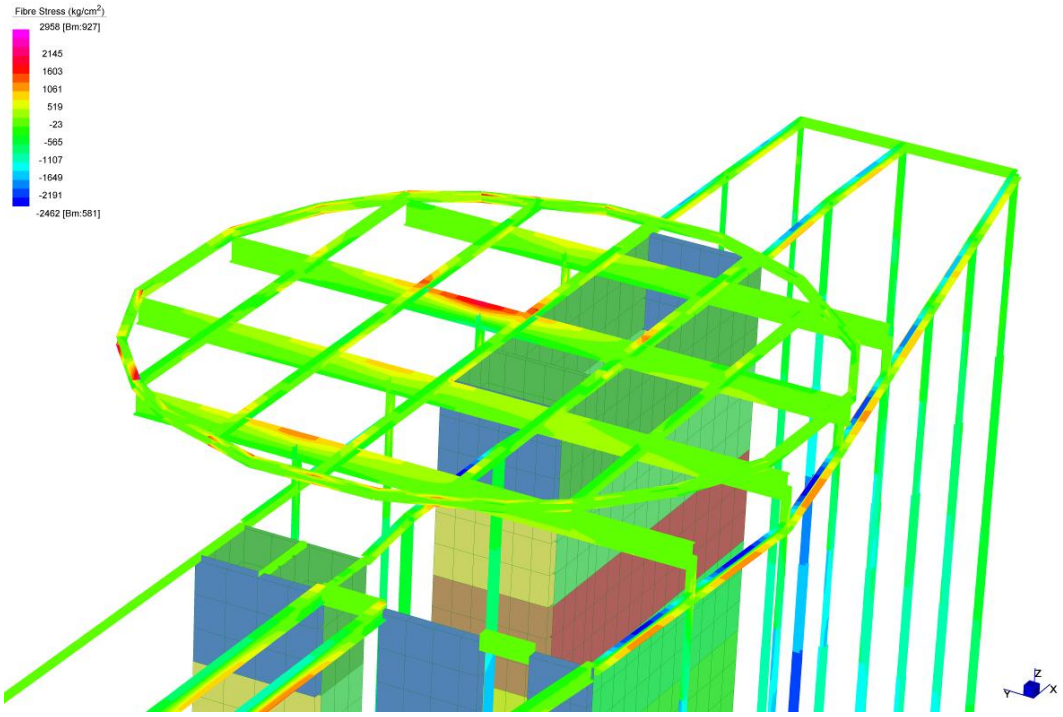
Modello: AW 139;

Peso massimo decollo (MTOW): 6800 [daN];

Lunghezza fuori tutto: 16.7 [m].

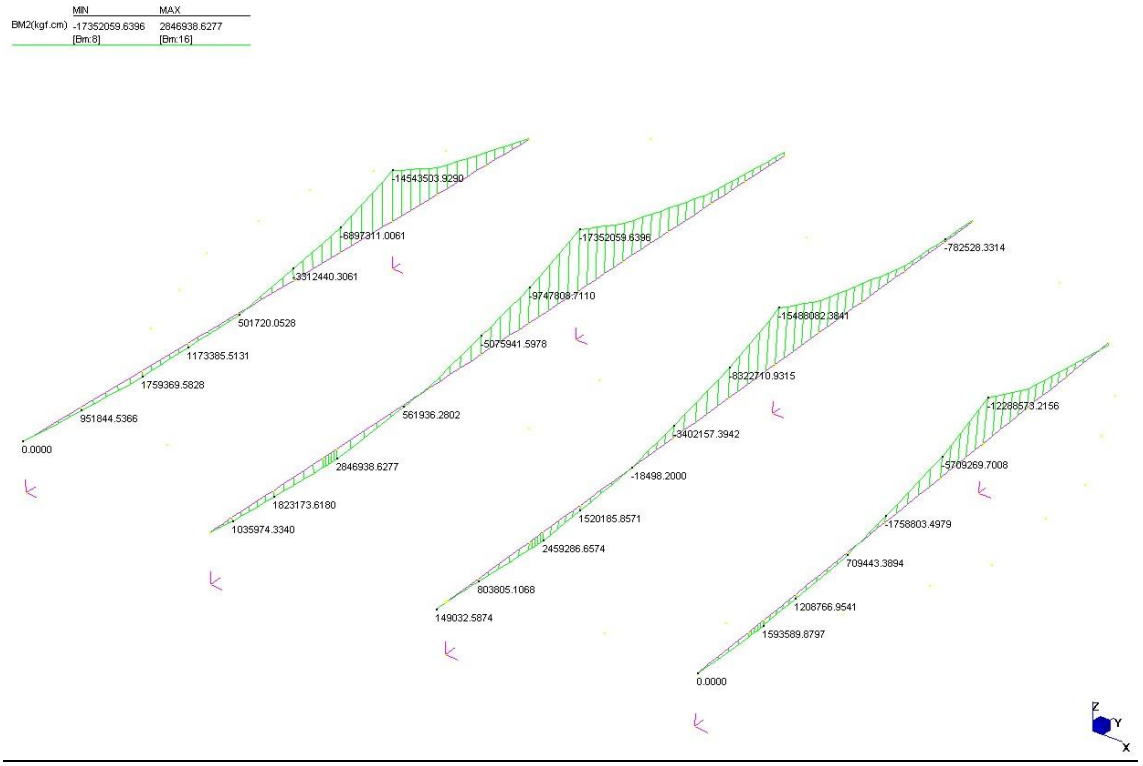
Si riporta nel seguito la tabella relativa all'elenco delle combinazioni di carico previste dalla normativa ICAO.

COMBINAZIONE DI CARICO		Carico permanente	Carico variabile			Carico ambientale	Carico accidentale		Coefficiente di sicurezza del materiale	
N°.	tipo	Peso proprio	0.5kN/m^2	3.0kN/m^2	Elicottero parcheggiato	vento 30m/s	Atterraggio di emergenza	Carico orizzontale	γ_M	Norma di riferimento
1	ICAO A	1.4	1.4			1.4	3.25	0.8	1.1	EC9
2	ICAO B	1.0		1.6	1.6				1.1	EC9

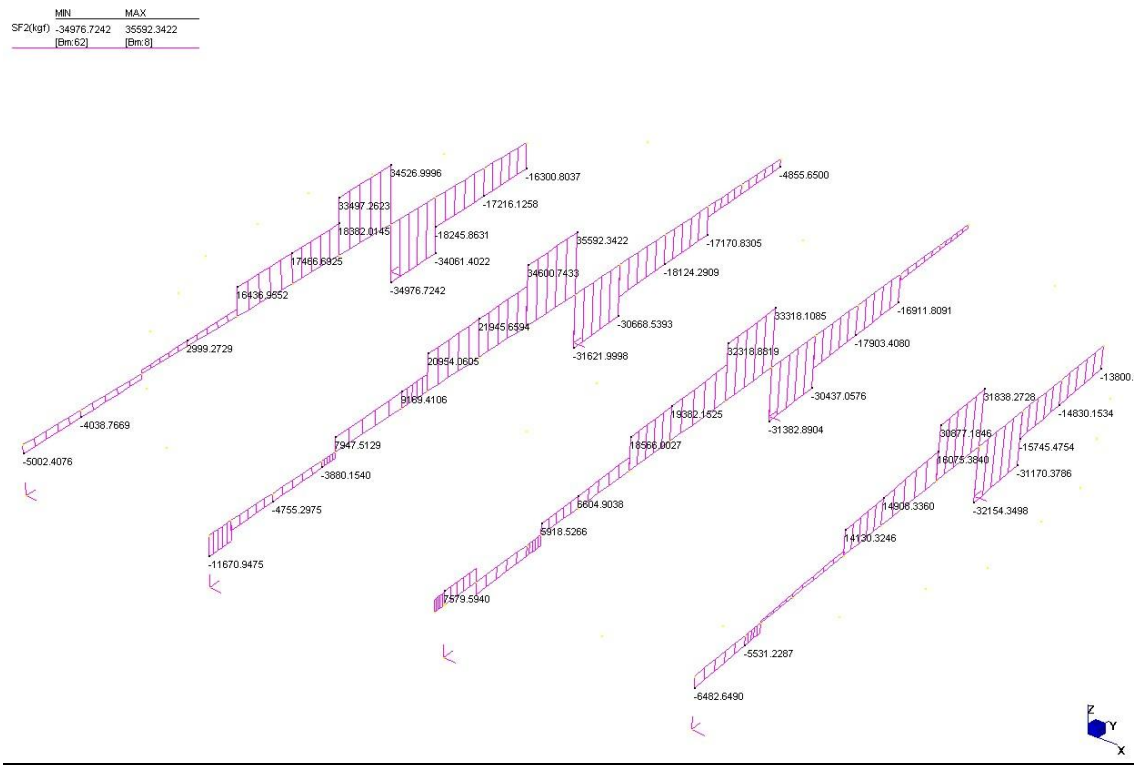


Modello completo

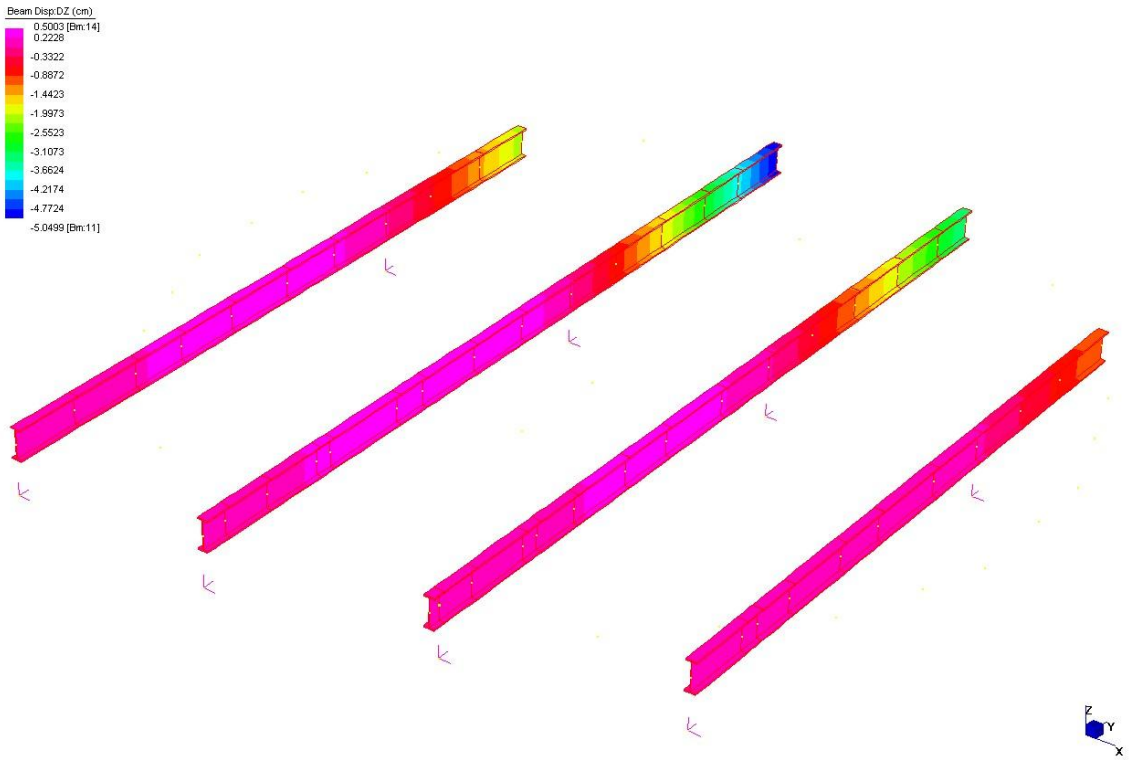
Verifica travi principali:



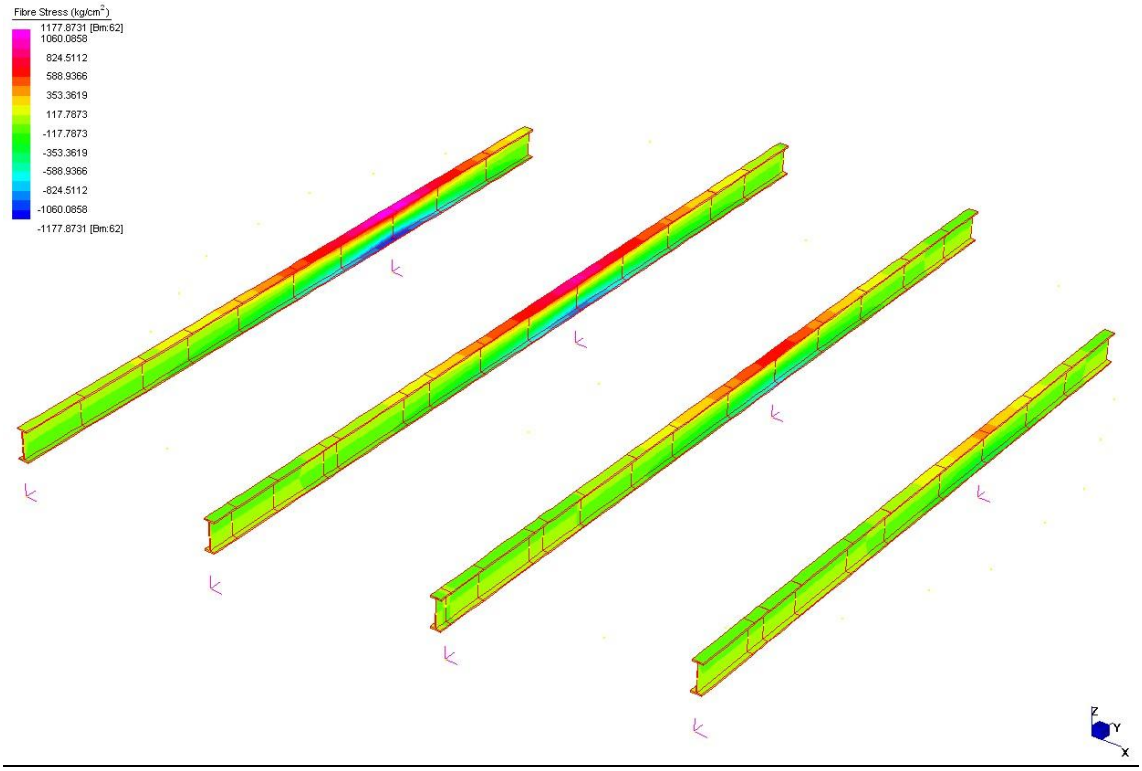
Travi principali – Momento flettente (ICAO C)



Travi principali –Taglio (ICAO C)

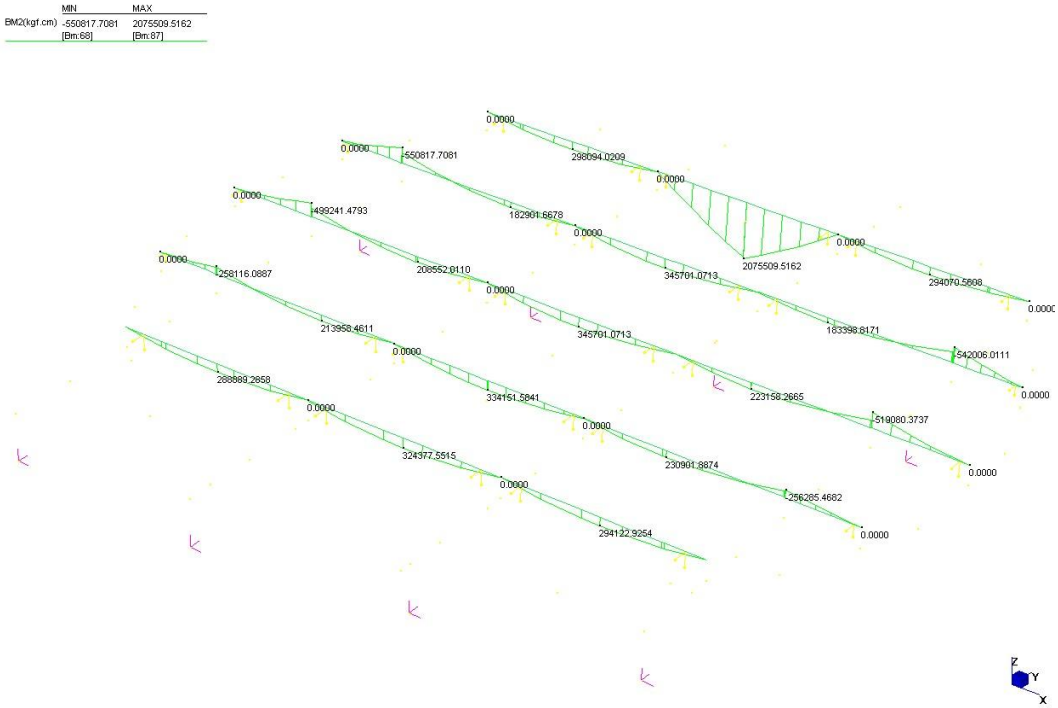


Travi principali –spostamenti verticali Δz (ICAO B)



Travi principali $-\sigma_{max}$ (ICAO C)

Sollecitazioni travi secondarie:



Travi secondarie – Momento flettente (ICAO A)

SPOSTAMENTI RELATIVI DEGLI EDIFICI

Si riportano nel seguito gli spostamenti massimi dei corpi A, B e C che costituiscono il complesso direzionale di Fiera Milano.

Come già precisato nelle premesse i corpi B e C costituiscono, dal punto di vista strutturale, un unico edificio e, pertanto, nel modello di calcolo sono stati considerati come un tutt'uno.

Gli spostamenti massimi delle strutture sono stati valutati per le condizioni di carico dovute al vento (x e y), al sisma (x e y) e al gradiente termico ΔT pari a 25°C.

Si riporta nella seguente tabella i massimi spostamenti nelle due direzioni per i due edifici.

Corpo A		**Corpi B e C**	
Vento (dir. x)	0.41 [cm]	Vento dir. x	0.12 [cm]
Vento (dir. y)	4.00 [cm]	Vento dir. y	4.20 [cm]
Sisma (dir. x)	3.75 [cm]	Sisma dir. x	3.22 [cm]
Sisma (dir. y)	8.58 [cm]	Sisma dir. y	9.61 [cm]
Gradiente termico ΔT (dir. x)	1.61 [cm]	Gradiente termico ΔT (dir. x)	0.85 [cm]

Per la determinazione della dimensione del giunto strutturale, sono stati valutati i massimi avvicinamenti in direzione x dovuti alle tre condizioni di carico sopra riportate, applicando il coefficiente di sicurezza γ_F =1.4

VENTO: $\Delta x = (0.41 + 0.12) \cdot \gamma_F = 0.53 \cdot 1.4 = 0.75$ cm

SISMA: $\Delta x = (3.75 + 3.22) \cdot \gamma_F = 6.97 \cdot 1.4 = 9.76$ cm

TERMICO: $\Delta x = (1.61 + 0.85) \cdot \gamma_F = 2.46 \cdot 1.4 = 3.45$ cm

Pertanto il giunto strutturale tra il corpo A e i corpi B e C è stato dimensionato pari a 10 cm

SPOSTAMENTI FACCIATE

La valutazione degli spostamenti travi del filo A dell'edificio sotto l'azione del vento e dei pesi permanenti è necessaria per il corretto montaggio degli elementi costituenti la facciata.

Nella verifica, svolta col codice di calco Straus 7, con lo stesso modello tridimensionale di calcolo usato per le strutture, sono state prese in conto le geometrie strutturali così come realizzate e svolte analisi con i carichi permanenti previsti a progetto (3.00 kN/m^2), oltre a 0.5 kN/m^2 di mobilia varia che possono essere considerati come permanenti sempre presenti a costruzione finita ed in esercizio.

L'analisi ha riguardato le seguenti situazioni:

1) Spostamenti massimi <u>verticali</u> delle travi tipo 2 del piano tipo sottoposte all'azione della facciata e dei carichi permanenti;
   Il peso complessivo della facciata, compresa di elementi di supporto è pari a q_1 = 3.70 kN/m; mentre i carichi permanenti sono pari a 3.00 kN/m^2, : 0.5 kN/m^2 di mobilia varia:

   Gli spostamenti massimi Δ_z valutati dal modello di calcolo sono pari a:

   Δz = 0.3066-0.1633 = <u>0.14 [cm] (facciata)</u>

   Δz = 1.7976-1.0588 = <u>0.74 [cm] (permanenti + mobilia)</u>

2) Spostamenti massimi <u>orizzontali</u> delle travi di coronamento, disposte all'estremità delle colonne al piano della terrazza, a sostegno degli elementi modulari, soggetti alla sola azione orizzontale del vento.
   Il massimo spostamento orizzontale delle travi HEA180 disposte sul filo A è pari a:

   Δ_y = 6.1704 – 5.6745 = <u>0.4959 [cm] (vento Y)</u>

   Il massimo spostamento orizzontale della trave IPE 300 sul filo 1 è pari a:

   Δ_x = 3.8404 – 2.9606 = <u>0.8798 [cm] (vento X)</u>