

SNA

STUDIO NAVARRA ASSOCIATI

www.navstudio.it

La Torre della Ricerca

Padova



Il progetto esecutivo di variante e la realizzazione per il "Nuovo centro di ricerche malattie pediatriche - Torre della Ricerca - Città della Speranza in zona CNR di Padova"



STUDIO NAVARRA ASSOCIATI

Premesse.

La realizzazione del Nuovo centro di ricerche malattie pediatriche denominato Torre della Ricerca, a Padova, è un'opera molto importante realizzata dalla Fondazione Città della Speranza ed è testimonianza dell'impegno della Fondazione al potenziamento della ricerca scientifica e della diagnostica avanzata nell'ambito delle malattie pediatriche con particolare riguardo alle malattie neoplastiche dell'infanzia.

Questa importante opera per la ricerca scientifica in ambito oncoematologico pediatrico nasce nell'area del CNR messa a disposizione dal Consorzio ZIP.

La Città della Speranza si occupa della realizzazione della struttura con l'utilizzo di fondi propri e di eventuali contributi di terzi, mentre l'Università e l'Azienda Ospedaliera trasferiranno nell'Istituto la loro attività di ricerca scientifica in ambito pediatrico.

Considerazioni architettoniche

L'opera della presente trattazione è stata ideata dall'Architetto Paolo Portoghesi.

A tale proposito si cita quanto riportato nel periodico n.25 della Fondazione Città della Speranza anno 2008 (www.cittadellasperanza.org) scritto dal prof. Portoghesi

"...Occorreva pensare un edificio che garantisse oltre alla qualità ambientale e tecnologica un valore simbolico che potesse in qualche modo rafforzare il messaggio implicito nella istituzione e il lavoro preparatorio, una volta individuate un flusso di immagini capace di comunicare in modo subliminale un messaggio di fiducia nella scienza e di solidarietà umana verso chi soffre. Per questo, fin da principio il pensiero andava a due figure lontanissime tra loro ma egualmente pertinenti, la figura dell'angelo e quella della molecola del DNA con la sua doppia elica ascendente. L'edificio è fatto da un piano terreno arretrato a da nove piani sovrapposti rigorosamente eguali tra loro, ma sovrapposti ruotando ciascuno di 1,5 gradi. In questo modo l'organismo ha perso la staticità del volume bloccato, mantenendo un equilibrio di tipo dinamico. La rotazione dei piani suggerisce un movimento elicoidale che a un certo punto si inverte con il risultato di rendere più evidente la concavità accogliente della facciata d'ingresso. La figura dell'Angelo, con le ali socchiuse, non lontana dalla immagine onirica di Wim Wenders nel film "Der Himmel uber Berlin" emerge da questo gioco volumetrico non attraverso un riferimento figurativo ma in virtù di una analogia strutturale di una evocazione che potrà essere decodificata attraverso una scultura da collocare nell'atrio o nel giardino."

Descrizione del complesso strutturale.

Il complesso è costituito da un piano interrato e da dieci piani fuori terra.

L'edificio, dal piano terra fino alla copertura, è composto da un nucleo centrale di calcestruzzo a forma cilindrica e da due ali laterali.

Il nucleo centrale di calcestruzzo armato ha un diametro esterno di 13,2 metri e va da quota -2 metri fino a quota + 50,6 metri.

Le parti laterali, dette ali, hanno un contorno poligonale e dieci lati e si dipartono dal nucleo centrale, esse vanno da quota + 1,76 metri fino a quota +46,2 metri.

La dimensione planimetrica di ogni ala è di metri quadrati 505 per complessivi metri quadrati 1010 per piano.

Nel nucleo centrale sono posti i collegamenti verticali, quali i due vani scala, tre vani ascensori e vari cavedi impiantistici.

Sulle ali laterali sono state sistemate le varie funzioni ed attività mediche, quali laboratori di ricerca ed uffici in genere.

La progettazione architettonica è stata sviluppata facendo ruotare le ali dell'edificio di 1,5 gradi sessagesimali nel piano orizzontale rispetto al centro del nucleo.

La rotazione avviene in senso antiorario per l'ala sinistra ed in senso orario per l'ala destra, dal piano terra fino al piano sesto.

Dal piano settimo fino al nono le ali ruotano in senso opposto.

Quanto sopra si evince dalla figura n.1 nonché dalle due viste prospettiche figure n.2 e 3.



figura n.1

Nella figura n.4 sono riportate le impronte del piano terra e quelle dei piani sovrastanti.

Da ciò si deduce che il pilastro più lontano dal centro del nucleo si sposta complessivamente di metri 4,6 dal piano terra al piano settimo con una componente lungo l'asse Y di metri 4,45 e lungo l'asse X di metri 1,17.

Il piano interrato è costituito da una "scatola di calcestruzzo armato"



figura 2



figura 3

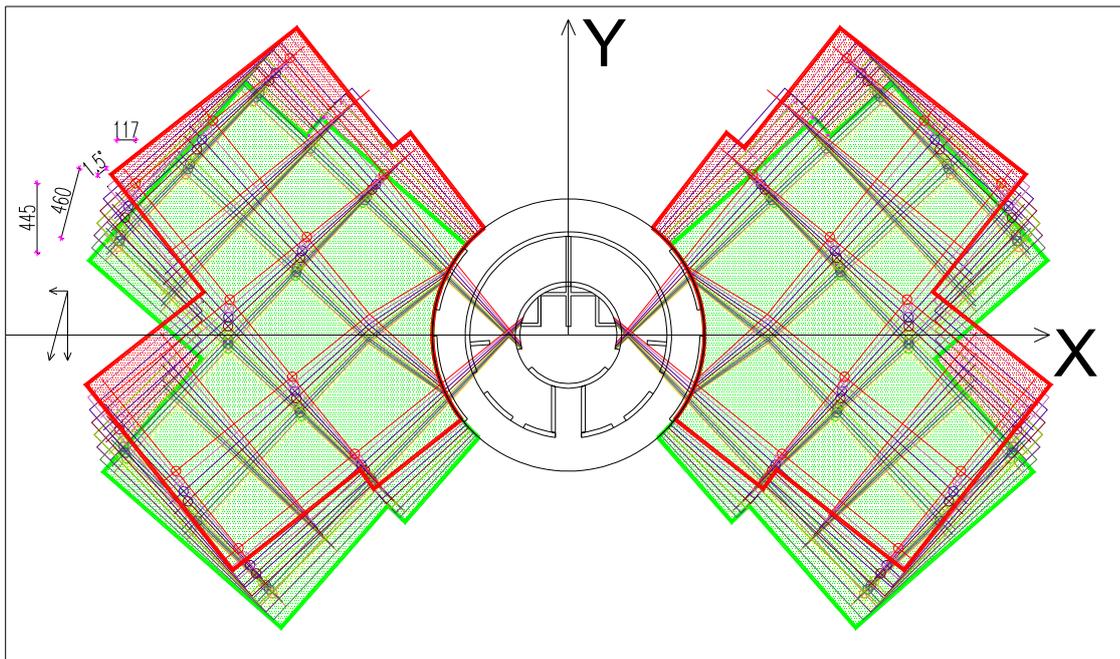


figura 4

Considerazioni sulle azioni derivanti dalla rotazione dei vari piani e quindi dalle inclinazioni dei pilastri.

La rotazione relativa di ciascun piano rispetto al precedente ha come conseguenza che i pilastri, sia pure rettilinei, non risultano più verticali ma inclinati.

Tali inclinazioni, quindi comportano l'insorgere delle azioni orizzontali per ciascun piano dei solai.

Si riporta in figura 5 uno schema dell'andamento delle forze al fine di porre in evidenza sia la loro direzione che intensità.

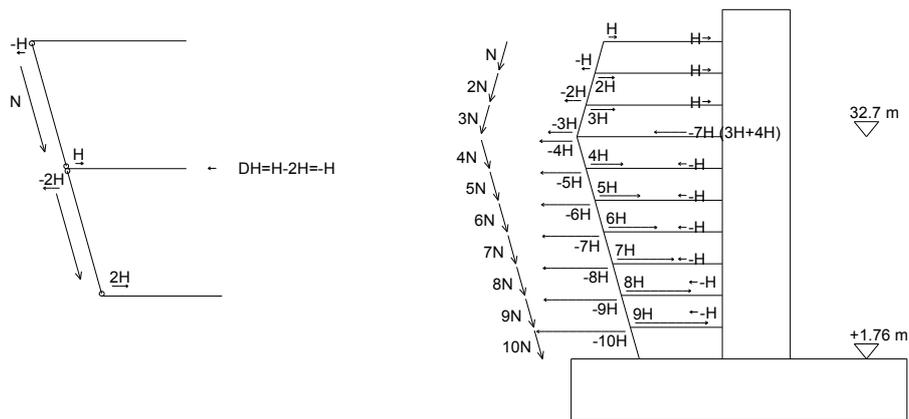


figura 5

Come riportato nella figura 5 lo sforzo massimo orizzontale si manifesta al piano settimo dove avviene l'inversione delle rotazioni: lo sforzo di piano in tale punto pertanto risulta essere massimo e, quindi, si sono dovute realizzare delle strutture adeguate per l'assorbimento delle sollecitazioni presenti.

Al piano settimo, considerando le azioni indotte dalle sole ali esterne, si hanno circa 650 tonnellate di forze orizzontali lungo l'asse $-Y$ alla quota di metri 32,7 da riportare sul nucleo centrale (tale entità è dovuta considerando il 100% dei carichi permanenti, il 100% dei sovraccarichi accidentali e l'azione del vento).

Agli altri piani si hanno circa 92 tonnellate lungo l'asse $-Y$ per i primi sei piani, di segno opposto per gli ultimi tre.

Sistema strutturale adottato per l'edificio.

I carichi verticali, sia permanenti che accidentali, agenti sulle ali dell'edificio, proprio per l'inclinazione dei pilastri, comportano delle componenti orizzontali da riportare sul nucleo. E' stato quindi necessario individuare una tipologia strutturale ottimale per assorbire tali sforzi.

Tenuto conto inoltre che gli sforzi orizzontali dovute alle azioni permanenti dipendono linearmente e direttamente dal peso proprio delle ali dell'edificio, si è scelto un sistema sia per gli impalcati che per i pilastri che avessero un peso proprio contenuto ed un'alta resistenza alle azioni su di esso indotte.

Si è quindi adottata a tale proposito una struttura di acciaio per le ali dell'edificio, formata da pilastri e travi in profilati a caldo.

Il piano di calpestio delle ali laterali è stato realizzato con elementi di lamiera grecate e sovrastante getto di calcestruzzo alleggerito.

L'impiego del calcestruzzo si è reso necessario al fine di rispettare le normative di prevenzione al fuoco.

A tal fine si fa presente che nelle nervature delle lamiere grecate sono state inserite delle apposite armature di acciaio tondo nervato per garantire la resistenza al fuoco.

Le azioni orizzontali che agiscono ai vari livelli sono state fatte confluire al nucleo centrale di calcestruzzo, che pertanto è stato opportunamente dimensionato, come un singolo elemento incastrato alla base, per riportare le suindicate azioni alla platea di fondazione e quindi alle fondazioni profonde sottostanti.

Queste ultime sono state realizzate sia con elementi di diaframmi di calcestruzzo gettati *in situ* mediante scavi con fanghi bentonitici e sia con pali trivellati cilindrici eseguiti sempre con la stessa metodologia.

L'impiego di diaframmi si è reso necessario al fine di trasmettere al terreno oltre ai pesi propri, le notevoli azioni derivanti dalle forze orizzontali di cui sopra, oltre a quelle indotte dal vento e dall'eventuale sisma di progetto.

Nel caso specifico infatti, viste le notevoli azioni agenti sugli elementi fondazionali, risultava più oneroso economicamente l'impiego di elementi cilindrici soprattutto nella zona sottostante al nucleo in calcestruzzo.

Analisi delle azioni sollecitanti il complesso strutturale, delle deformazioni indotte e delle conseguenti sollecitazioni.

Considerazioni generali

Come usualmente avviene per la progettazione delle strutture, si sono in prima fase determinate le possibili dimensioni dei vari elementi strutturali, siano essi pilastri, travi, pareti di calcestruzzo, fondazioni ecc., e in seconda fase si sono applicate ad esse le azioni esterne e si è analizzato quindi il comportamento complessivo dell'intero organismo strutturale.

Si è perciò, in prima fase eseguito un dimensionamento iniziale con l'impiego di sottoinsiemi strutturali semplici, successivamente si è sottoposto l'intero organismo ad analisi più approfondite con l'impiego di modellazione computerizzata con l'utilizzo di programmi di analisi strutturale sempre più complessi.

Le risultanze emerse dalle elaborazioni più sofisticate condotte con programmi di analisi agli elementi finiti hanno sempre avuto un riscontro da quanto determinato con semplici metodi di calcolo.

Valutazione delle azioni sollecitanti, delle deformazioni e delle relative tensioni indotte per gli elementi strutturali.

Valutazioni delle azioni sollecitanti

Dopo un primo dimensionamento dei vari elementi strutturali si sono valutati:

- a) I pesi permanenti
- b) I carichi accidentali
- c) Le azioni verticali derivanti da carichi al punto a) e b)
- d) Le azioni dovute alla geometria articolata della struttura, azioni orizzontali ai piani ecc.
- e) Le azioni/coazioni dovute alle variazioni termiche
- f) Le azioni dovute all'azione del vento
- g) Le azioni dovute alle forze sismiche nel rispetto della normativa vigente
- h) Le azioni dovute all'imperfezione geometriche, di montaggio, nelle varie fasi di elevazione dell'opera ecc..

Deformazione ai vari livelli di ciascun solaio e relative tensioni indotte

Si è schematizzando l'intero complesso strutturale tridimensionale (figura 7) ed inoltre per ali laterali è stato analizzato un solo lato caratterizzato da un modello di calcolo formato da travi e pilastri (figura 6)

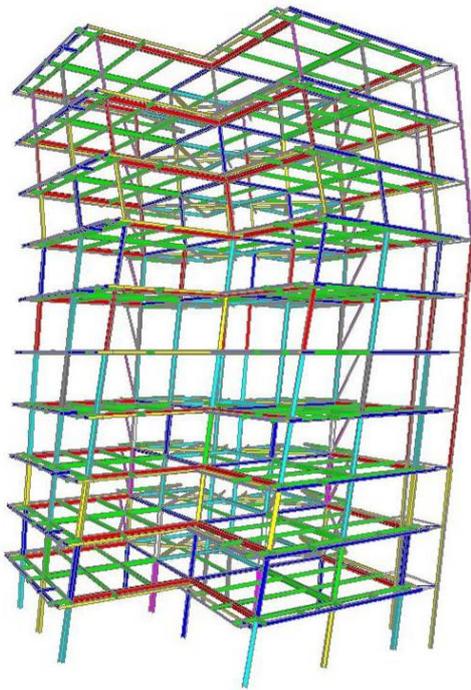


figura 6

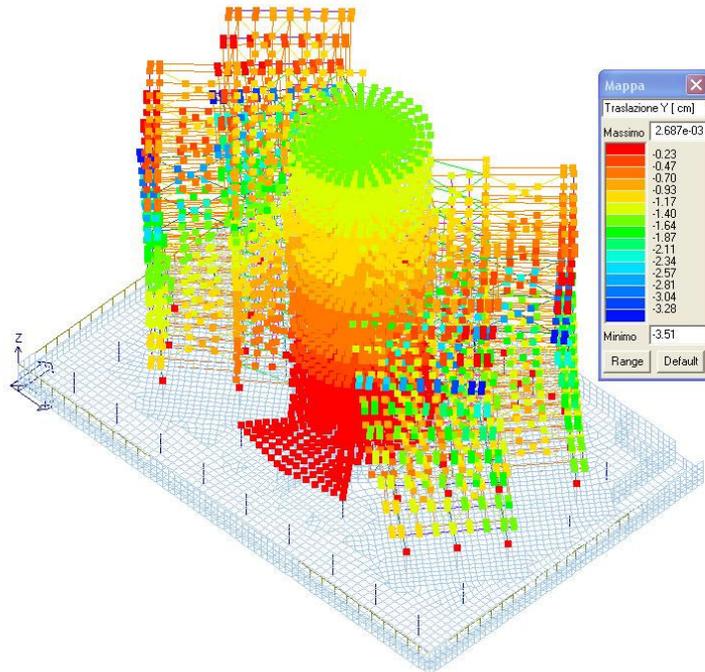


figura 7 (spostamenti in direzione Y della struttura combinazione SLE quasi permanenti)

Entambe le due schematizzazioni hanno dato risultati analoghi ed inoltre pressochè uguali alle analisi condotte con i metodi usuali della scienza e tecnica delle costruzioni applicate a modelli semplici di calcolo (graticcio di travi per i piani di acciaio, mensola incastrata alla base per il nucleo, zatterone di base appoggiato sugli elementi fondazionali schematizzati da vincoli cedevoli).

Di seguito sono riportati gli spostamenti dei solai e del nucleo in calcestruzzo (tabella 1). Come era prevedibile gli spostamenti maggiori della struttura si hanno al piano settimo, proprio perché a tale livello si hanno gli sforzi orizzontali maggiori indotti dai pesi permanenti ed accidentali. Tale spostamento risulta essere in totale di 43,7 mm lungo l'asse -Y, e di 27 mm quello relativo tra solaio in acciaio e nucleo in calcestruzzo.

Solaio	Xacciaio mm	Yacciaio mm	Delta mm	Y cls mm	Y tot mm	Delta tot mm	Quota H in metri	H / Delta
1°	-4.4	8.2	9.3	2.5	10.7	11.5	8	693
2°	-4.4	8.0	9.1	4.3	12.3	1.5	12.5	958
3°	-4.4	8.0	9.1	6.6	14.6	2.2	17	1114
4°	-4.4	8.0	9.2	8.9	16.9	2.2	21.5	1229
5°	-4.3	7.9	9.0	11.6	19.5	2.5	26	1303
6°	-4.6	8.3	9.5	14.1	22.4	2.9	30.5	1332
7°	-14.0	27.0	30.4	16.7	43.7	23	35	763
8°	3.5	-4.6	5.8	19.1	14.5	-31	39.5	2657
9°	3.1	-5.6	6.4	21.4	15.8	1.3	44	2726
10°	2.7	-4.1	4.9	23.9	19.8	3.9	49	2448

Tabella1

Spostamenti relativi in direzione tangenziale al nucleo in c.a. dei nodi della colonna C10 (la più lontana dal nucleo) rispetto al nucleo stesso in corrispondenza dei vari solai

calcestruzzo dello spessore complessivo di cm.13 realizzata sopra le lamiere grecate del solaio di calpestio.

Le travi principali sono in continuità sui pilastri, sono in profili HEA360 in acciaio S355JR, la distanza tra gli appoggi massima per i quattro campi più esterni è pari a 9,57 metri, mentre le travi secondarie volutamente disposte sul lato corto hanno luce pari a 6,35 metri e sono in continuità per sorreggere gli sbalzi verso le pareti perimetrali delle ali.

Le travi secondarie sono in profili IPE 300 o inferiore.

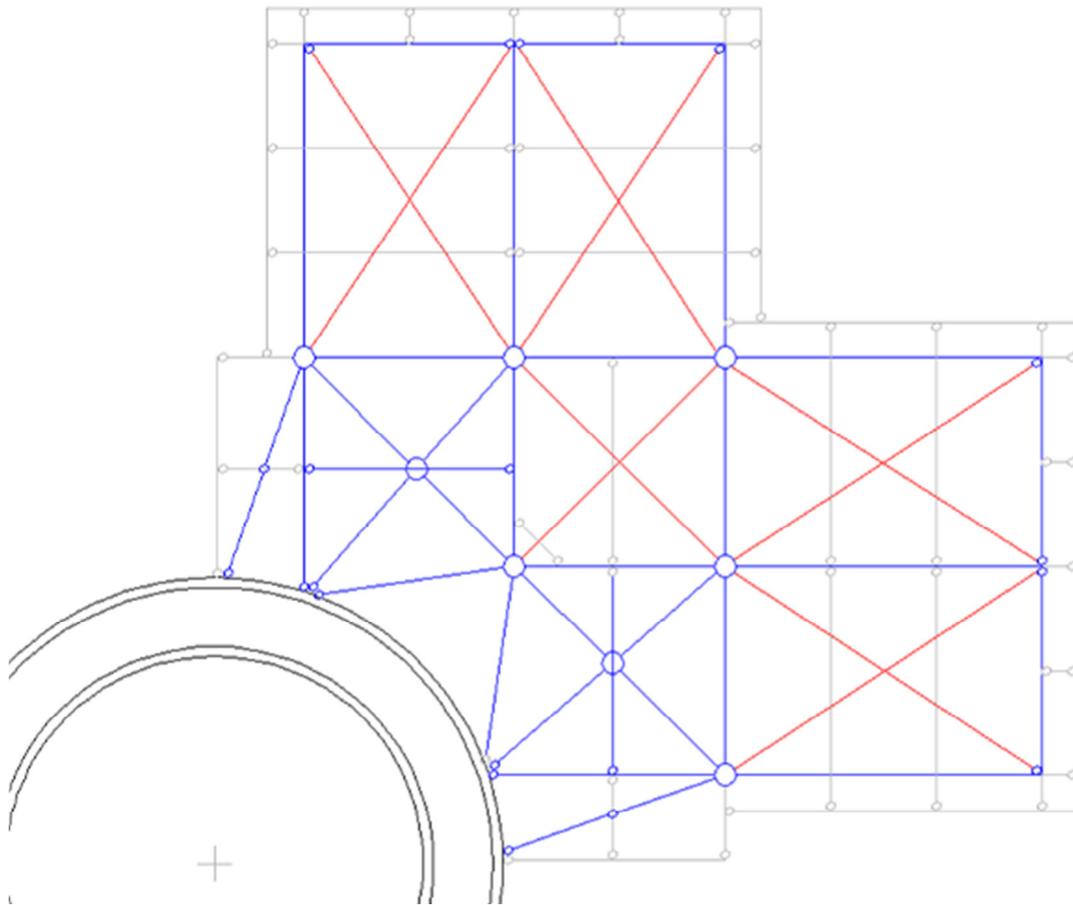


figura 9

Nella figura 9 si riporta lo schema di controventamento di ciascun piano tipo, gli elementi in rosso sono barre tonde nervate interne alla soletta

Gli sforzi di trazione e di compressione sono stati fatti assorbire dalle travi metalliche principali e secondarie opportunamente controventate da travi metalliche (quelle blu in figura 9).

I controventi invece dei campi più esterni sono stati realizzati all'interno del piano rigido della soletta in calcestruzzo con apposite armature in barre tonde nervate (figura 10)

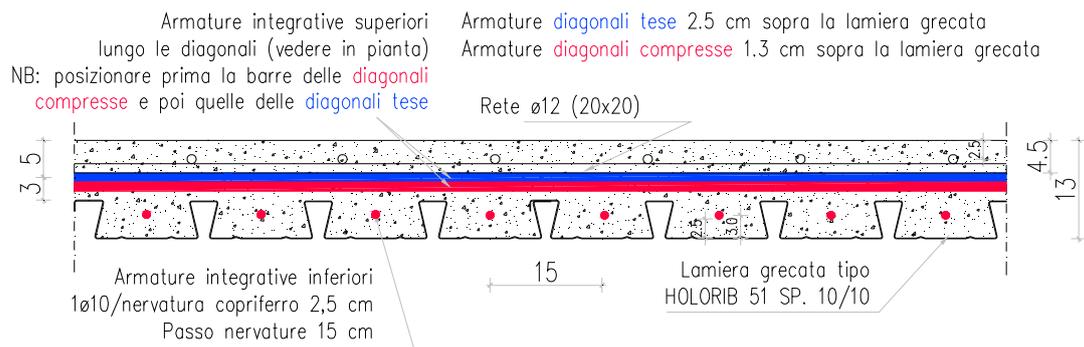


figura 10

La soletta composta dalla lamiera grecata e dal getto di calcestruzzo alleggerito è stata collegata alle travi metalliche mediante pioli, per impedire l'insorgenza dell'instabilità del corrente superiore delle travi inflesse e per aumentare la rigidità dell'impalcato metallico. Per le parti di soletta di calcestruzzo, che per tale schema è risultata tesa, si è eseguita la verifica a fessurazione agli stati limite di esercizio contenendo la tensione nell'acciaio a 200N/mm² per l'imitare l'ampiezza delle fessure ad un valore di 0,3mm.

Per ciascun piano si è eseguita la verifica delle tensioni indotte sia sulle travi che sulle solette di calcestruzzo, considerando sia le azioni totali agenti, sia la loro alternanza, le verifiche sono state eseguite sia agli stati limite ultimi che di esercizio.

Per le verifiche locali, sia relativamente alle lamiere lamiera grecate e alle travi metalliche, si sono utilizzati sovraccarichi accidentali pari a 400daN/mq, mentre per le verifiche globali (scarichi sulle colonne e sforzi orizzontali ai piani) si sono considerati sovraccarichi accidentali pari a 300 daN/mq; tale fatto è stato convenuto con la committenza dopo una attenta disamina delle varie condizioni di utilizzo.

Per gli spostamenti dell'impalcato le combinazioni principali di carico prese in esame sono state:

SLE rara: combinazione rara (caratteristica) in cui il carico verticale di esercizio ($q_1=300$ daN/mq) è l'azione variabile principale ($\psi=1$) ed il vento l'azione variabile secondaria ($\psi=0,6$)

SLE rara-vento: combinazione rara (caratteristica) in cui il vento è l'azione variabile principale ($\psi=1$) ed il carico verticale di esercizio ($q_1=300$ daN/mq) è l'azione variabile secondaria ($\psi=0,7$)

Oltre al vento per gli spostamenti orizzontali degli impalcati metallici si è considerato lo stato limite SLV sisma, combinazione sismica con il carico verticale di esercizio ($q_1=300$ daN/mq) ridotto del fattore ($\psi_{21}=0,6$)

Orizzontamenti del nucleo centrale e relative pareti perimetrali ed interne

I solai del nucleo sono stati realizzati con solette di calcestruzzo di opportuno spessore: esse hanno spessore costante pari a 28 centimetri per tutti i piani, ad esclusione del settimo ove ha spessore pari a 50 centimetri.

La struttura del nucleo invece è costituita da due pareti più esterne a forma di archi di cerchio, e da due tubi coassiali "tube in tube" collegati tra loro con lamine di calcestruzzo verticali e presentano delle aperture per consentire la comunicazione alle varie parti interne.

Il cilindro più interno di diametro di 6,8 metri contiene i due vani ascensori e sono contornati da pareti di calcestruzzo (figura 11).

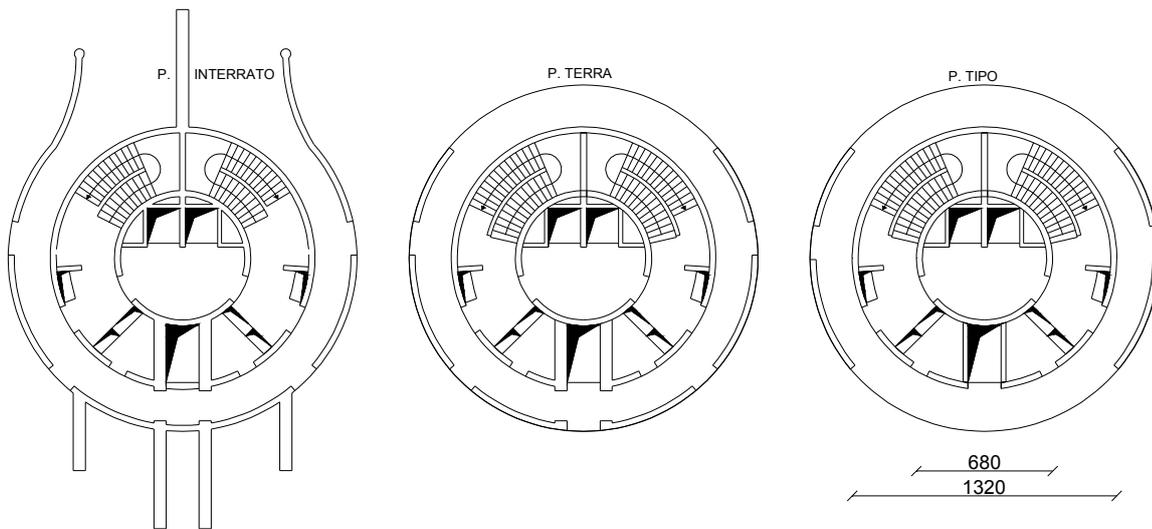


figura 11

Tra il cilindro interno ed il cilindro esterno di diametro di 13,2 metri sono ubicati i due vani scala ed un ulteriore vano ascensore.

Le lamine trasversali che collegano i due tubi hanno anche la funzione di rendere solidali le due strutture verticali. Le due strutture tubolari ed i semicerchi più esterni sono inoltre rigidamente collegati ai vari piani dalle solette di calcestruzzo anche se esse risultano forate da scale, ascensori e cavedi impiantistici.

Orizzontamento al piano settimo

Una considerazione da porsi è dovuta per la peculiarità della soletta del nucleo centrale posto al settimo piano. Infatti gli sforzi orizzontali indotti dalle ali laterali sono di elevata intensità rispetto a quelli dei piani sia inferiori che superiori, ed il valore dello sforzo complessivo risulta essere di sette volte più grande a quello dei piani tipo.

Ne risulta che a 32,7 metri di altezza le ali esterne soggette ai carichi permanenti, accidentali ed all'azione del vento, devono trasmettere al nucleo centrale di calcestruzzo una componente orizzontale lungo l'asse -Y di circa 630000 daN. (tabella 2 e figura 12)

Nodo	Caso di carico	X KN	Y KN
1	Permanenti	1311	-361
1	Variabili (300daN)	569	-156
1	Vento	90	-25
2	Permanenti	2238	1967
2	Variabili (300daN)	971	859
2	Vento	150	141
3	Permanenti	-2685	1185
3	Variabili (300daN)	-1162	525
3	Vento	-181	92
4	Permanenti	-1118	-737
4	Variabili (300daN)	-474	-313
4	Vento	-69	-46
	Tot:	-360	3131

Tabella 2

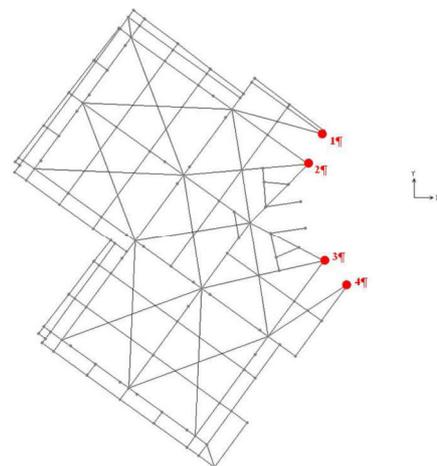


figura 12

Inoltre l'ala di sinistra ha una componente orizzontale lungo l'asse X in corrispondenza dei nodi superiori di collegamento con il nucleo , numero 1 e 2 della figura 12, che deve essere equilibrata con quella uguale ed opposta dell'ala di destra.

Questa forza complessivamente di circa 530000 daN lungo l'asse X porta inevitabilmente trazione internamente al solaio circolare del nucleo al piano settimo.

Analogamente gli sforzi agenti sui nodi 3 e 4 dell'ala di sinistra si devono equilibrare con quelli dell'ala di destra, con uno sforzo di circa 530000 daN in compressione internamente al solaio circolare.

Data la presenza dei vani scensore, dei cavedi impiantistici e dei vani scala, vista anche la posizione dei punti di collegamento delle ali del settimo piano con il nucleo centrale, si è scelto di non far assorbire tali azioni alla soletta in calcestruzzo.

Inoltre, vista la tipologia dell'opera, si è prevista che in futuro sorga la necessità di creare degli ulteriori cavedi impiantistici interni al nucleo in calcestruzzo, con andamento parallelo all'asse verticale del nucleo poichè parte delle centrali tecnologiche sono ubicate al piano interrato.

Infine, le due scale interne sono rivestite per quanto riguarda le alzate e le pedate, in lastre incollate di marmo, e proprio le due pareti circolari più esterne delle scale sono quelle che maggiormente risentono delle azioni di trazione delle ali esterne. Infatti tali azioni, attraverso la soletta del nucleo al piano settimo giungono alle pareti verticali del nucleo, come meglio evidenziato più avanti.

Si è quindi preferito evitare che nelle strutture in calcestruzzo si avesse uno stato tensionale elevato il quale avrebbe indotto uno stato fessurativo che con il prolungarsi del tempo avrebbe potuto compromettere la durabilità dell'opera, anche se non direttamente esposta ad agenti corrosivi propri dell' atmosfera.

Si è quindi optato per la realizzazione di un sistema di travi di acciaio di profilati a caldo: tale struttura è stata conseguentemente al suo montaggio immersa in un getto di calcestruzzo dello spessore di 50 centimetri.

Alla vera e propria struttura di acciaio sono stati assegnati gli sforzi provenienti dalle ali laterali ed essa è stata dimensionata in modo da contenere le proprie deformazioni entro limiti accettabili anche per la fessurazione della soletta di calcestruzzo in cui è stata immersa.

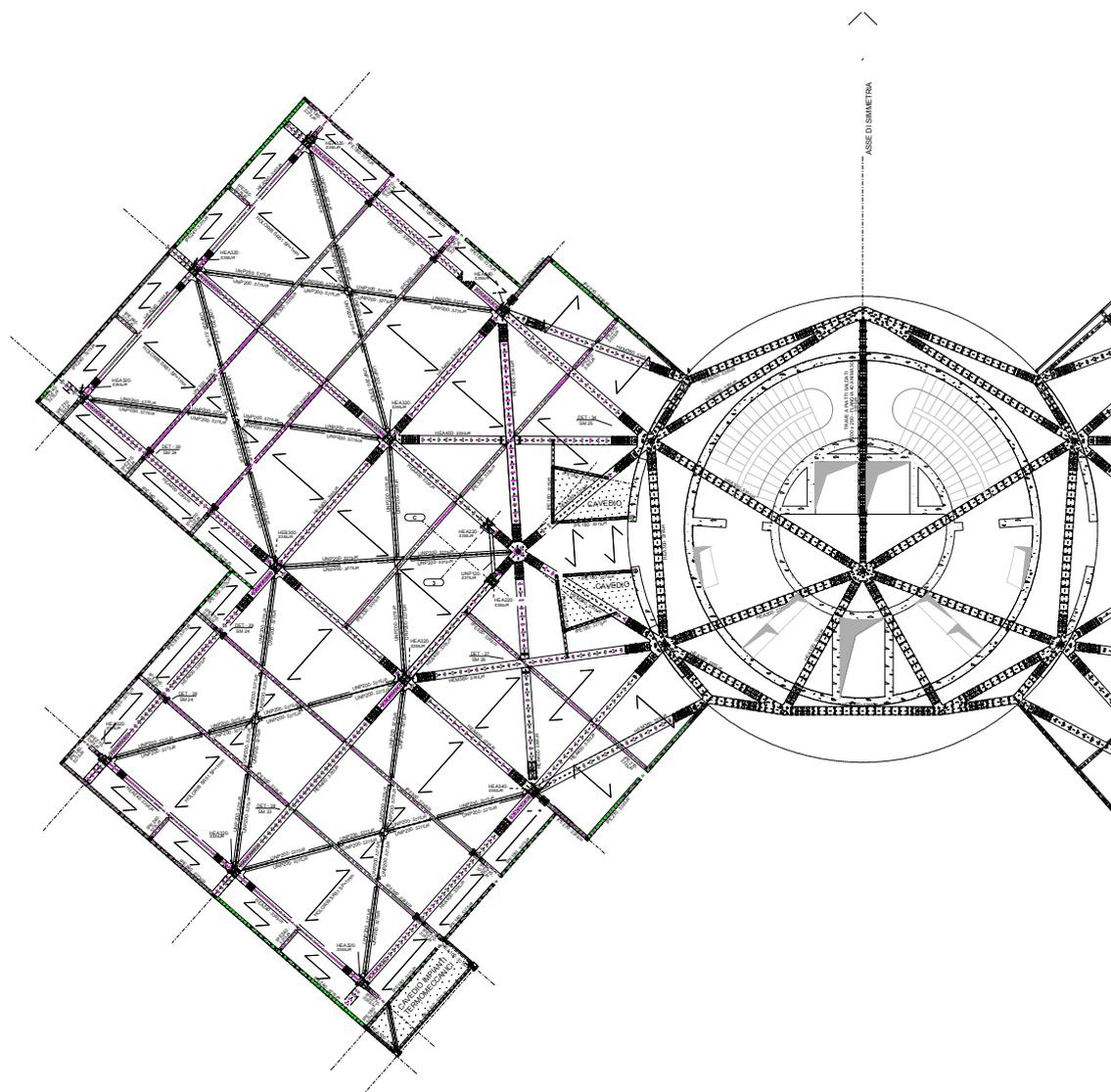


figura 13

Essa geometricamente risulta avere una forma poligonale a sette lati principali oltre a otto lati secondari più piccoli e più esterni.

Tutti i vertici del poligono a sette lati sono stati collegati ad un punto centrale interno ottenendosi così una serie di triangoli che limitano le deformazioni della struttura stessa poiché gli spostamenti dei nodi sono dovuti alle sole deformazioni assiali delle aste.

Come si vede in figura 13 il sistema di travi dell'impalcato dei solai riportano gli sforzi sui vertici della poligonale e pertanto non vengono indotte tensioni flessionali sui profili di bordo del graticcio di travi posto nel nucleo centrale.

Particolare attenzione si è posta nel trasmettere le azioni orizzontali da quest'ultima struttura metallica alla soletta del piano settimo e quindi alle pareti di calcestruzzo del nucleo anche data la presenza delle barre metalliche verticali delle stesse pareti.

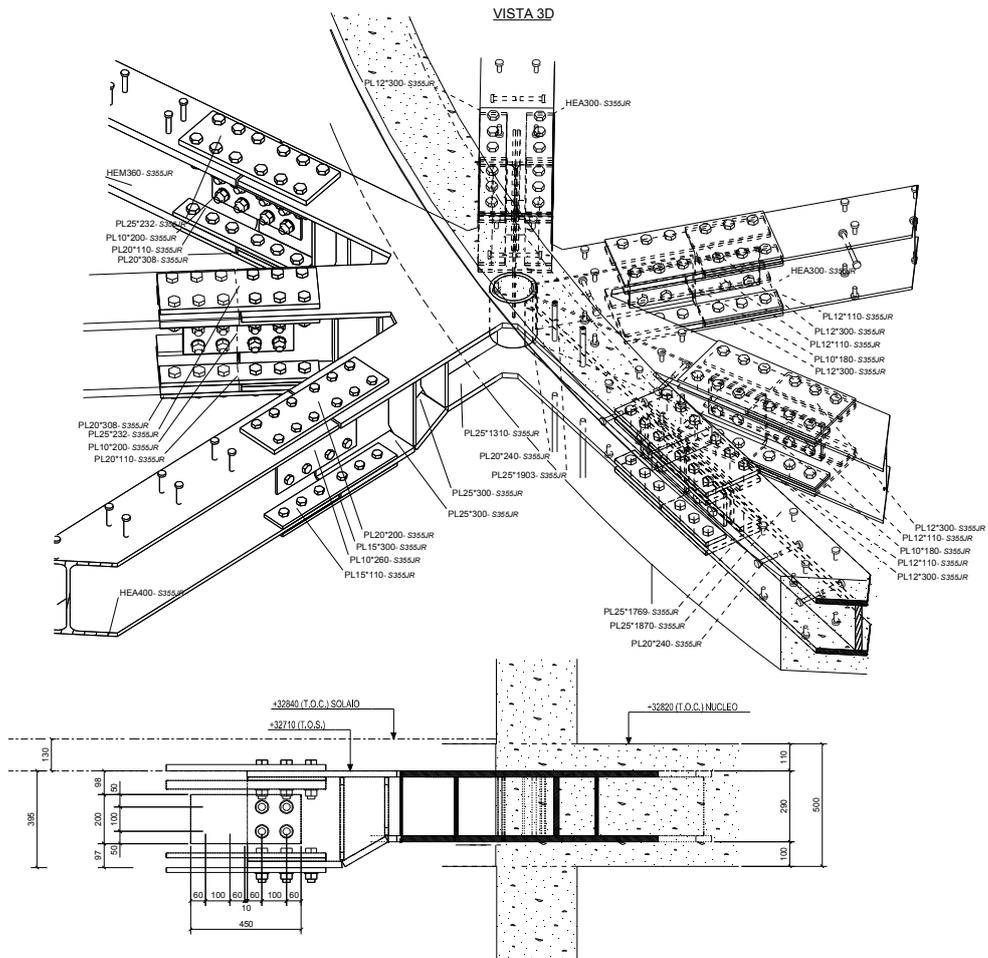


figura 14: Collegamento delle ali laterali del piano settimo alla struttura interna al nucleo

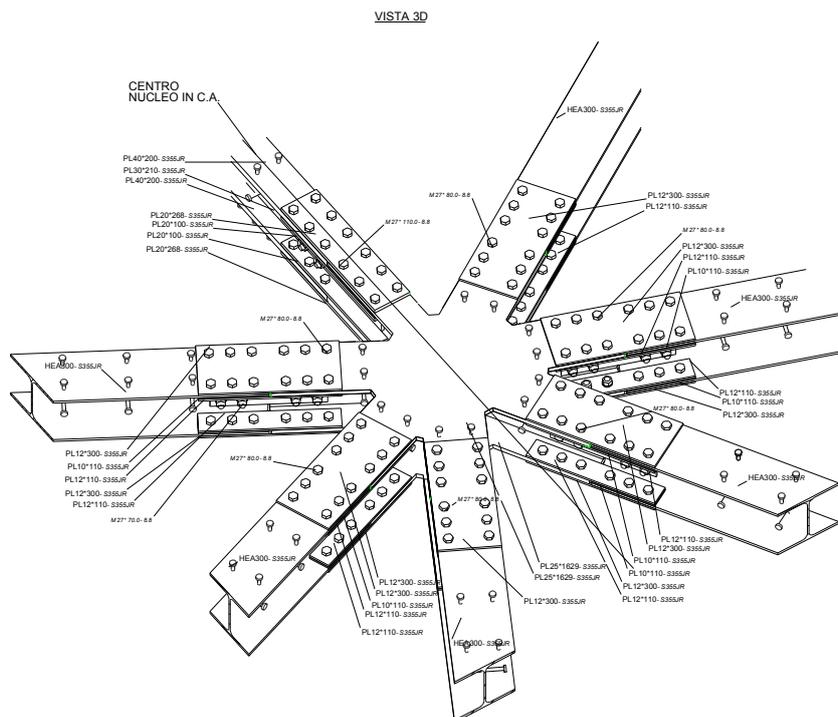


figura 15: Nodo centrale della struttura a "raggiata"



figura 16
La costruzione fino al settimo piano,

Il nucleo centrale e la sua realizzazione

Il nucleo in calcestruzzo è l'elemento controventante dell'edificio.

Dal tetto fino al piano primo ha la medesima geometria ed è costituito da pareti di spessore costante di 30 centimetri.

Al piano terra e al piano interrato sono presenti inoltre dei setti di irrigidimento (figura 11), alcuni di spessore di 60 centimetri, per meglio distribuire i pesi e le azioni flessionali alle strutture di fondazione, dovute soprattutto alle azioni orizzontali ai vari piani lungo l'asse -Y (figura 17)

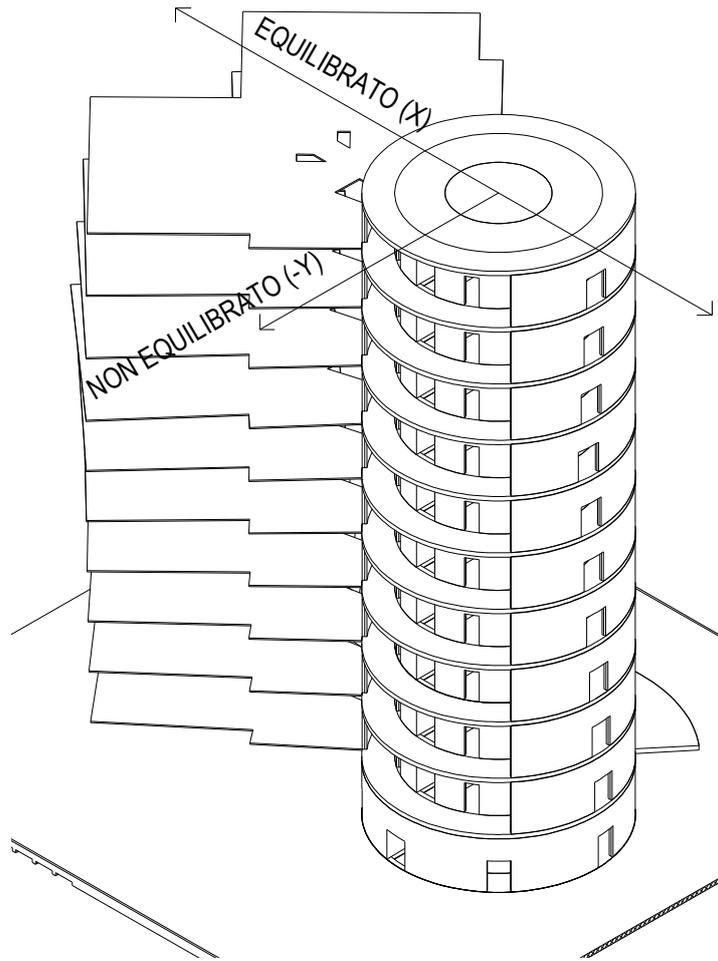


figura 17

Per la sua realizzazione si sono impiegati casseri metallici in opportune posizioni che corrispondevano a varie fasi di getto. Come da figura 18.

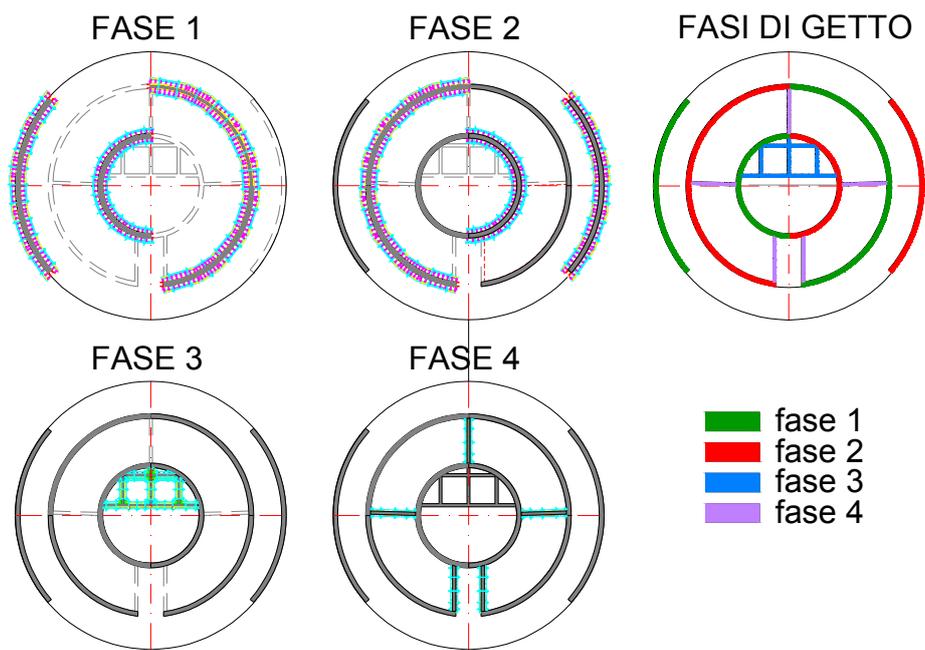


figura 18

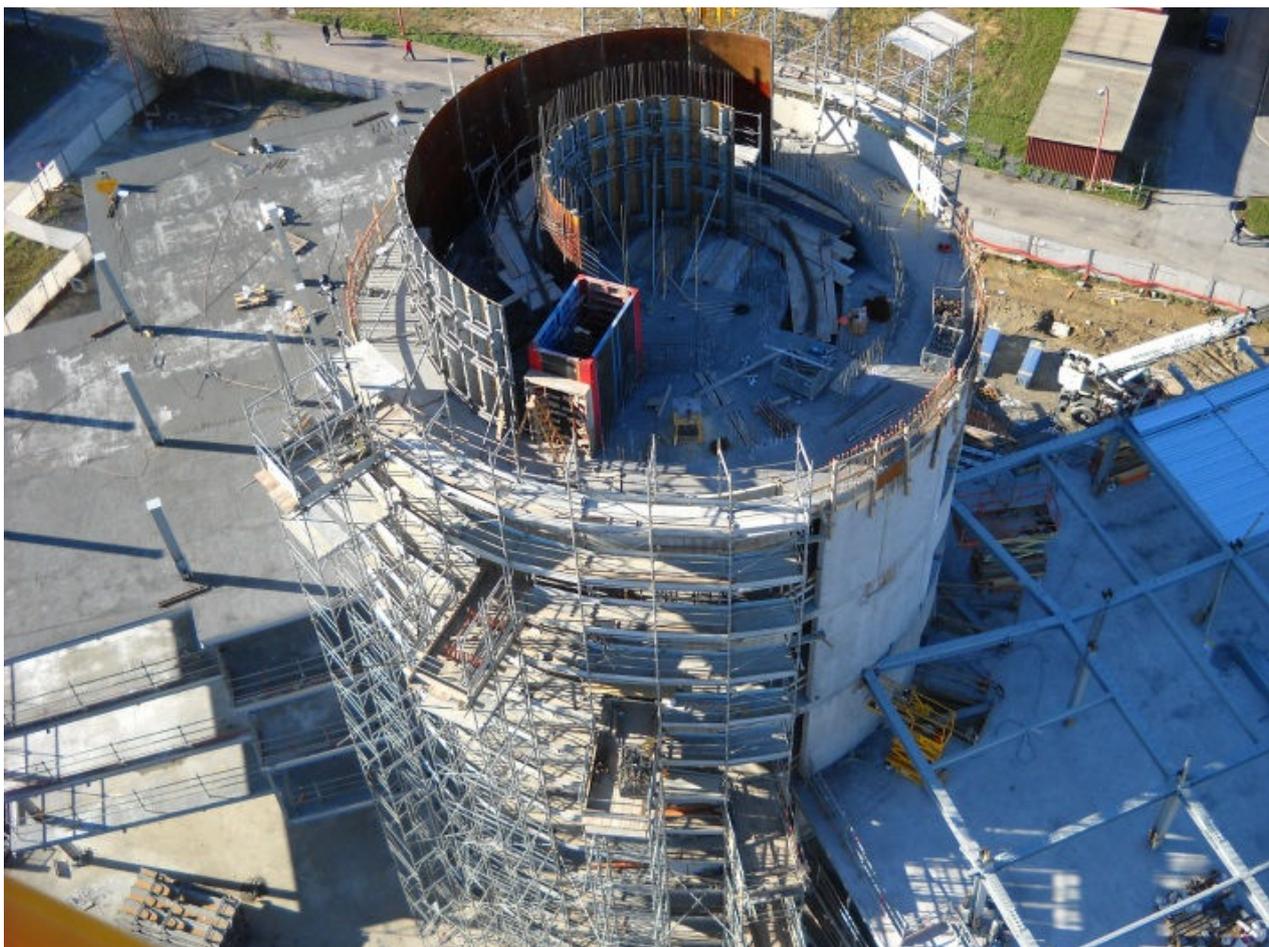


figura 19

La realizzazione del nucleo di calcestruzzo è avvenuta senza interferenze con la posa della struttura metallica.

Questi piatti per la realizzazione delle saldature sono solidarizzati con la soletta in cls mediante 12 barre d30mm S355JR lunghe 1500mm con un altro piatto di chiusura da 200*15mm, e da barre sagomate ad uncino sempre d30mm. (figura 20 e 21)
Tale soluzione inoltre ha permesso una buona regolazione nel montaggio della struttura metallica.

Collegamenti tra le travi principali orizzontali in corrispondenza dei pilastri inclinati.

Per quanto riguarda i giunti delle travi principali, essendo esse in continuità in corrispondenza dei pilastri, sono stati realizzati con coprigiunti come riportato in figura 22

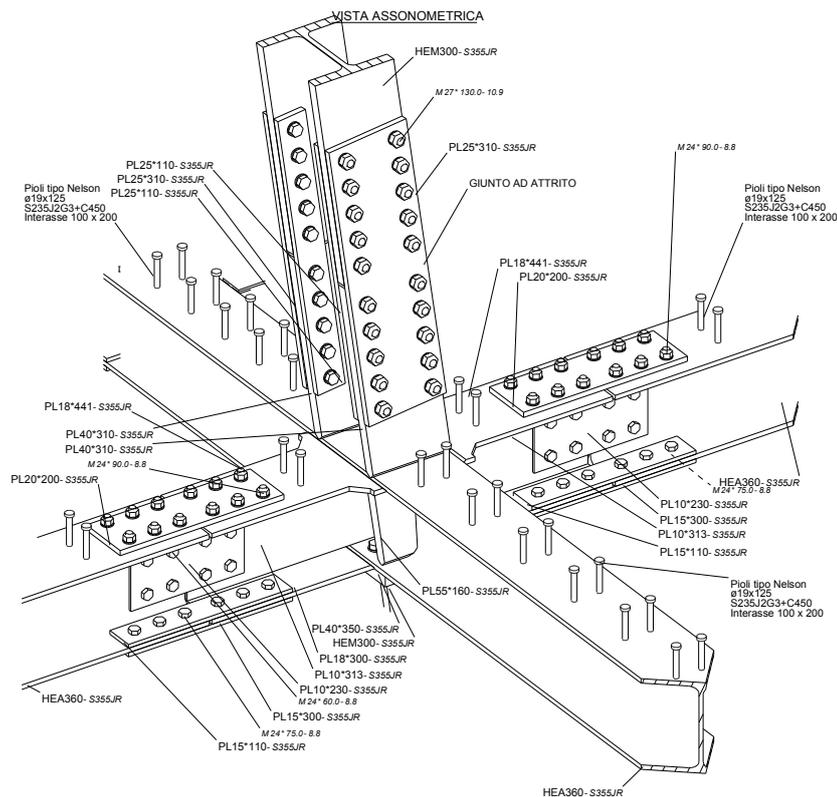


figura 22

Collegamenti dei pilastri metallici inclinati di acciaio ed il solaio di calcestruzzo di copertura del piano interrato

Essendo le colonne inclinate, le loro piastre di base poste in corrispondenza del solaio di copertura del piano interrato, dovevano trasferire alla struttura in calcestruzzo oltre alla componente verticale, la componente orizzontale dello sforzo assiale della colonna.

Le colonne maggiormente sollecitate agli SLU hanno sollecitazioni assiali massime pari a circa 850000 daN e la relativa componente orizzontale risultava pari a circa 100000 daN.

Per le colonne le piastre di base sono formate da una piastra quadrata di 600mm e spessore 45-40 mm e 4 chiavi di taglio di 300mm di altezza a forma di croce come da figura 23.

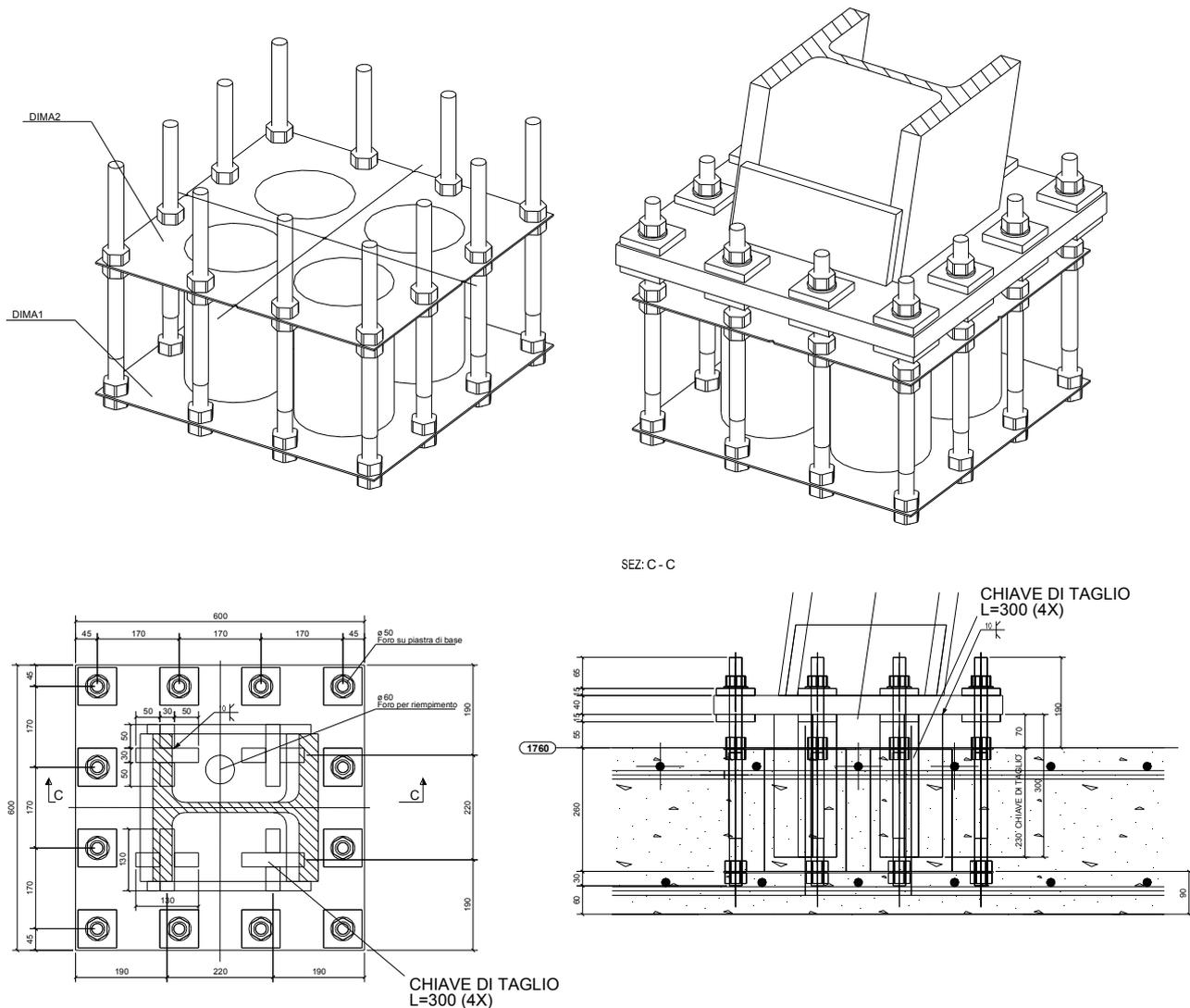


figura 23

Per il futuro alloggiamento delle colonne nel solaio di calcestruzzo si sono presiposte in fase di getto due dime, una superiore ed una inferiore di dimensioni di 560x560mm e di 4 tubi corrugati metallici d 170mm per l'alloggiamento delle 4 chiavi di taglio, come rappresentato in figura 23.

Tra i 4 tubi metallici e i 12 tirafondi M27 cl.8.8 si sono lasciati gli spazi per il posizionamento delle barre d'armatura del solaio.

Collegamenti tra le travi principali orizzontali ed i pilastri inclinati

Proprio per la particolarità della rotazione dei vari piani rispetto al centro del nucleo, le sezioni a doppio T dei pilastri inclinati dovevano ruotare sul piano orizzontale di 1,5 gradi a livello di ogni interpiano.

Per questo motivo e per semplificare le operazioni di montaggio, le colonne sono state interrotte con un giunto flangiato all'intradosso delle travi e con un tronchetto nella parte superiore della trave come da figura 22 e 24.

I risultati così ottenuti sono stati confrontati con quelli derivati dall'analisi agli elementi finiti del modello rappresentante l'intero complesso strutturale ed anche con modelli parziali dello stesso.

Le differenze ottenute sono state dell'ordine del 2-3% dovute per lo più ad approssimazione dei dati iniziali introdotte nelle analisi iniziali.

Il nucleo ha varie pareti verticali che collegano i due cilindri coassiali, sono presenti inoltre i solai circolari ogni 4,42 metri pari all'altezza d'interpiano, esso quindi risulta una colonna inflessa incastrata alla base.

Inoltre si è ipotizzata la conservazione delle sezioni piane, confrontando quindi i risultati ottenuti con il modello agli elementi finiti con quelli ricavati dall'analisi delle varie sezioni del nucleo rappresentate da sezioni di calcestruzzo soggette ad azioni di pressoflessione e taglio.

Nelle verifiche a pressoflessione delle sezioni in c.a. oltre a considerare una trazione nulla del calcestruzzo, si è anche eseguita la verifica considerando una resistenza a trazione del calcestruzzo secondo quanto previsto dalle normative vigenti (NTC 2008 § 11.2.10.2 e § 4.1.2.1.1.2.).

Si riportano le combinazioni agli SLU penalizzanti per il nucleo per i soli carichi statici (cioè con i carichi accidentali presenti solo sulle ali laterali).

combinazioni di carico						
	γ_{G1}	γ_{G2}	$\gamma_{Qvert,nucleo}$	$\gamma_{Qvert,piano}$	γ_{Qv}	γ_{sisma}
SLU 3 (a)	1.00	1.00	0.00	1.50	0.00	0.00
SLU 3 (b)	1.30	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00

Tabella 3

Le tensioni di trazione che si ottengono sul calcestruzzo risultano sempre inferiori al valore f_{ctd} , di resistenza a trazione del calcestruzzo.

Tale fatto sta a significare che la parzializzazione del nucleo avviene solo per l'azione del vento e per l'azione del sisma, quindi azioni di breve durata, od eventualmente che le trazioni sulle pareti del nucleo per i soli carichi statici sono di modesta entità.

Tali tensioni sono state confrontate con quelle ottenute dal modello tridimensionale agli elementi finiti. La modellazione tridimensionale palesa nei risultati dei picchi numerici in corrispondenza degli incroci tra le pareti e degli spigoli delle aperture delle porte.

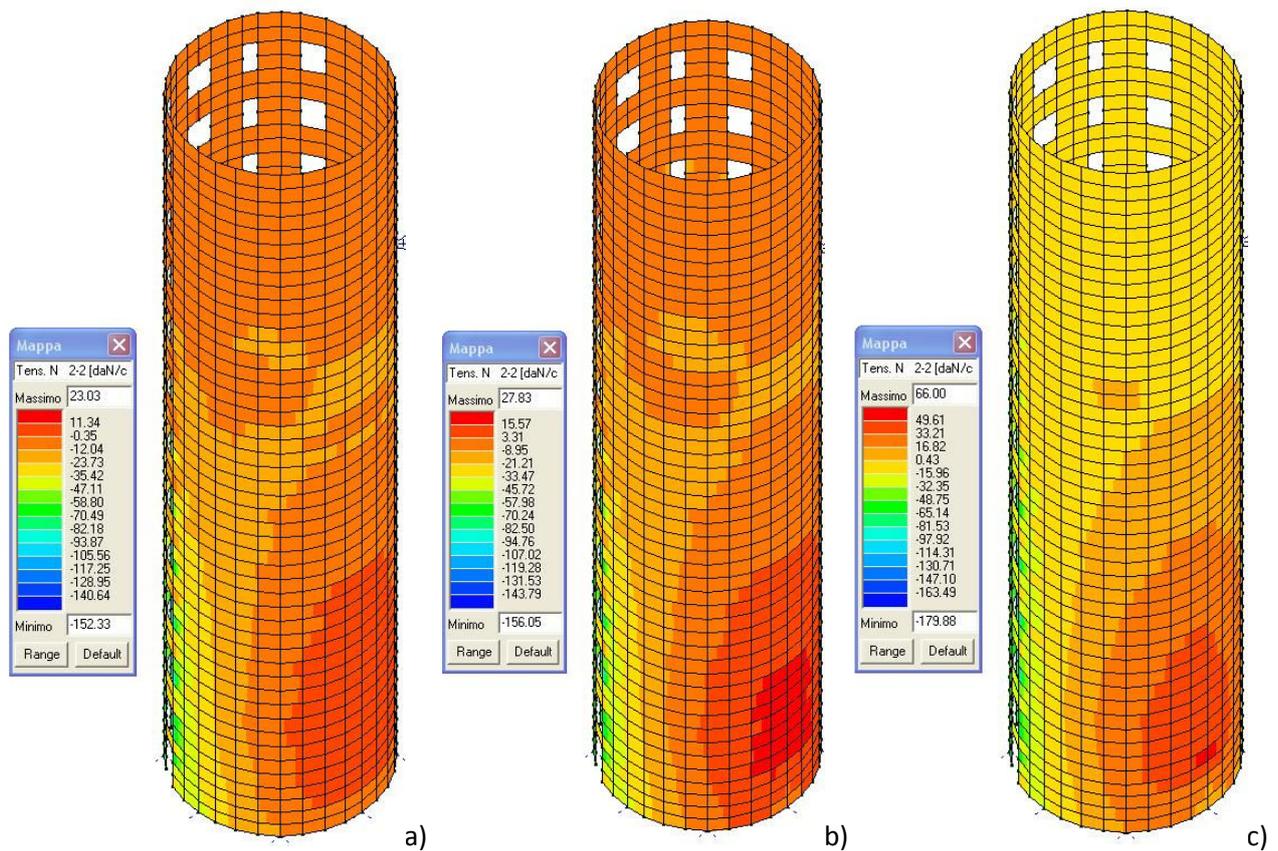
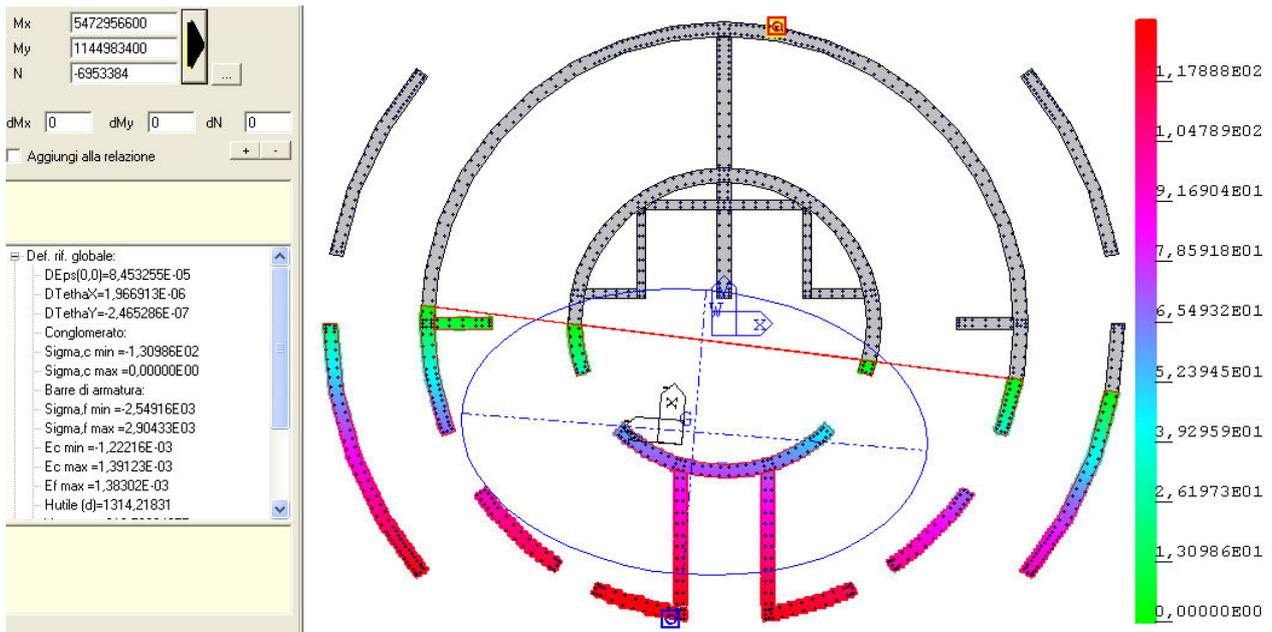


figura 25

Per semplicità consideriamo 3 casi:

- a) Tensioni di trazione sull'anello esterno del nucleo per la combinazione con sovraccarichi accidentali dei solai predominanti (SLU 1(b))
- b) Tensioni di trazione sull'anello esterno del nucleo per la combinazione con sovraccarichi accidentali del vento predominanti (SLU 2(b))
- c) Tensioni di trazione sull'anello esterno del nucleo per la combinazione di carico sismica

Considerando le tensioni medie come costanti su una fascia di larghezza 100cm e di spessore 30cm, si sono ottenute le tensioni di trazione sulle barre di armatura.

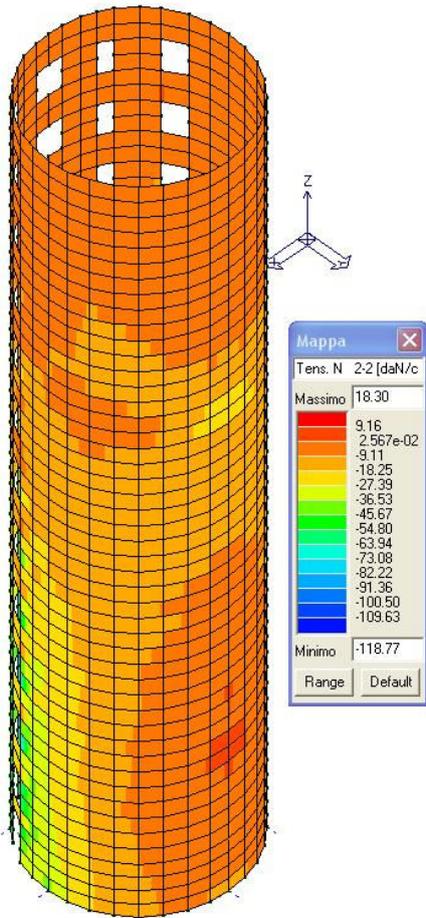


Esempio di verifica delle tensioni

figura 26

Si è riscontrato come i risultati sono perfettamente confrontabili con quelli precedentemente ottenuti considerando i valori mediati lungo il singolo elemento plate con differenze di qualche percentuale.

Anche le tensioni massime di trazione sull'anello esterno del nucleo per la sola azione dei carichi permanenti ed accidentali verticali ottenute dal modello tridimensionale sono le medesime di quelle calcolate precedentemente considerando la sezione pressoinflessa in c.a. con resistenza a trazione del calcestruzzo ($\sigma_{max} = 15.6 \text{ kg/cm}^2$), con un valore massimo (picco nodale $\sigma_{max,picco} = 18 \text{ kg/cm}^2$) leggermente superiore ed una tensione media sull'elemento plate quasi coincidenti.



Tensioni di trazione sull'anello esterno del nucleo per l'azione dei soli carichi verticali

figura 27

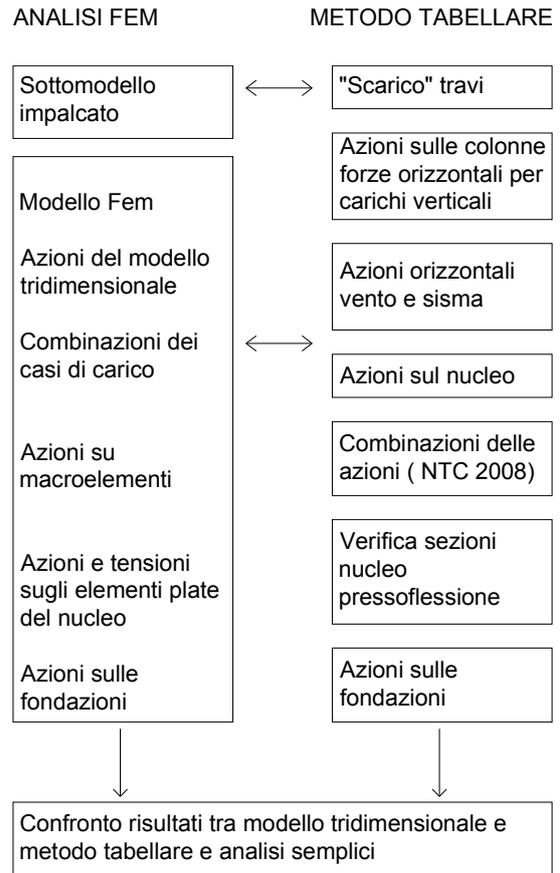


figura 28

Analogamente si sono verificati gli altri elementi che caratterizzano il nucleo come per esempio la parete posta in corrispondenza dell'asse di simmetria Y della struttura posta tra i 2 vani ascensore (figura 29).

Sono state verificate inoltre le azioni taglianti e le travi di accoppiamento dei sistemi a parete date le aperture dovute alla presenza delle porte di accesso ai vani scala ed ai vani ascensore predisponendo opportune armature diagonali al di sopra delle porte, con barre di armatura crescenti ai piani più bassi.

Tali armature ai piani bassi anche rispettando i copriferri previsti da normativa hanno, sopra a qualche porta dell'interrato, creato qualche difficoltà in cantiere nell'eseguire le operazioni di vibrazione dei getti di calcestruzzo.

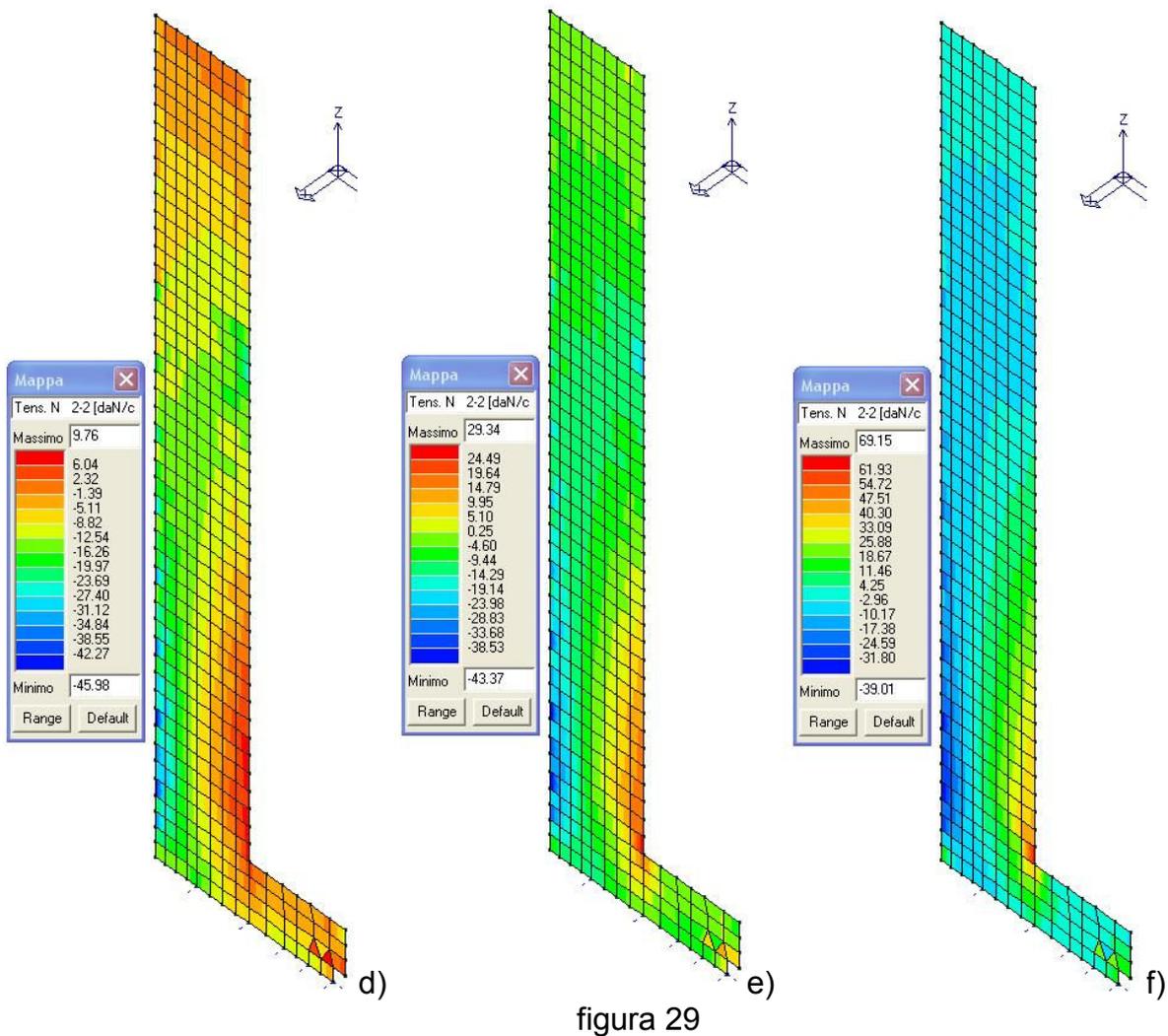


figura 29

Determinazioni delle sollecitazioni del nucleo in corrispondenza del settimo piano

Come detto, al piano settimo si è predisposta una struttura metallica apposta che collega le travi delle due ali e le connette direttamente al setto centrale in calcestruzzo ed a tutto il nucleo.

Per il calcolo delle sollecitazioni nelle aste della raggiera è stato implementato un sottomodello (figura 30); nei nodi che uniscono i profili della raggiera con quelle delle ali del 7° solaio sono state inserite le reazioni vincolari calcolate con il modello agli elementi finiti per il progetto delle ali.

Le aste tese n. 1 e 12 avendo sforzi di trazione agli SLU pari a 360000 e 467000 daN, per assicurare il mutuo collegamento tra le travi e la soletta, si sono predisposti dei pioli atti a trasmettere tali sforzi.

Inevitabilmente questi sforzi di trazione delle aste 1-12 che si sommano a quelle simmetriche 7-13, "migrano" dalla struttura a raggiera metallica al solettone in calcestruzzo fino al muro del cilindro più esterno del nucleo, poiché più rigidi della raggiera stessa.

Per non avere una fessurazione eccessiva della soletta in cls si è limitato l'allungamento dell'asta a 5mm (considerando la sola struttura metallica a raggiera) per la combinazione caratteristica.

Da vari sottomodello agli elementi finiti, studiando gli effetti localizzati sulle "reni" del nucleo (figura 31) e analizzando l'interazione soletta in cls - raggiera metallica, ne è

riscontrata la necessità di rinforzare la zona del cilindro esterno con armature sia circonferenziali che verticali del diametro del 16 passo 20. Tale armatura aggiuntiva portava a delle fessurazioni nel calcestruzzo limitate e tali da impedire eventuali fessurazioni dei muri delle scale circolari.

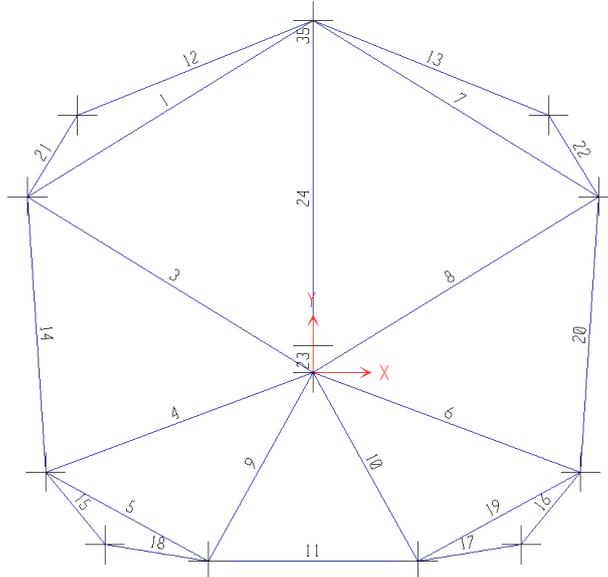


figura 30

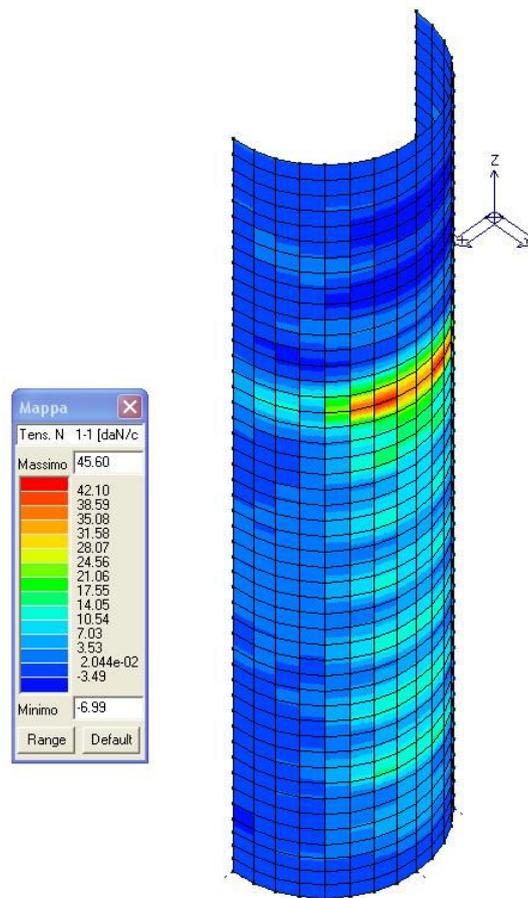


figura 31

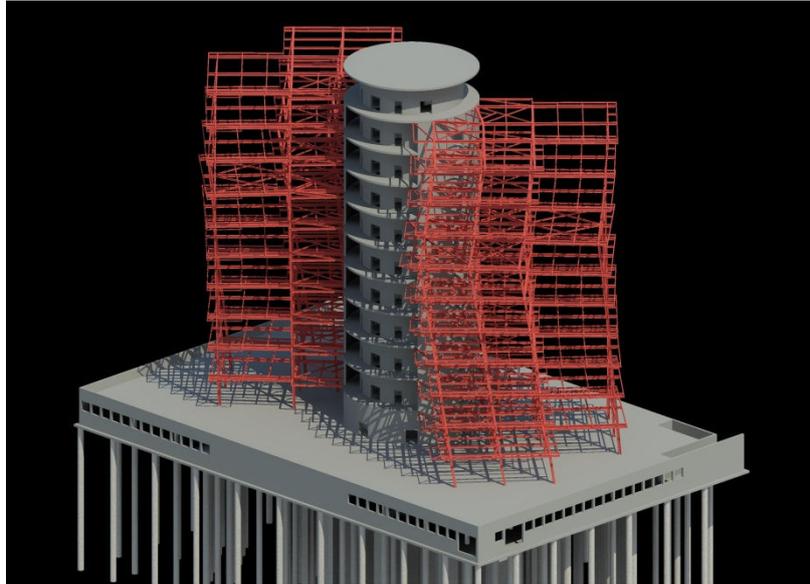


figura 33

Tutte le pareti hanno spessore di 30 cm.

Sotto al nucleo centrale, la fondazione è costituita da una zattera di calcestruzzo di 1,5 metri di altezza che si allarga fino ad inglobare i 14 pilastri che sorreggono le ali dell'edificio, mentre i rimanenti 12 pilastri più esterni, cioè quelli più inclinati e più lontani dal nucleo appoggiano su 4 zatteroni anchessi di 1,5 metri di altezza.

Risulta quindi, come da figura 34, uno zatterone centrale (quello colorato di giallo), due zatteroni laterali (di colore verde) in prossimità delle rampe laterali che sorreggono sei pilastri esterni ed anche le scale di sicurezza esterne, due zatteroni laterali (di colore blu) che sorreggono altri sei pilastri perimetrali delle ali.

La platea nella zona centrale appoggia su 55 diaframmi di sezione 250 per 80 centimetri, di cui 31 sono sotto al nucleo centrale mentre gli altri 24 sono in corrispondenza dei 14 pilastri più vicini al nucleo.

Questi diaframmi vanno da quota -3,49 m dell'intradosso della platea fino a quota -26,5 metri.

I quattro plinti laterali che sorreggono le scale di sicurezza e i 12 pilastri esterni, poggiano su pali di calcestruzzo trivellati di 100 centimetri di diametro che vanno da quota -3,49 metri fino alla profondità di -23 metri dal piano campagna.

La rimanente parte della platea di fondazione è costituita da una soletta di 30 centimetri di spessore e da travi di calcestruzzo di 60 cm di altezza che appoggiano su pali trivellati di 80 centimetri di diametro che vanno fino alla quota di -22 metri.

Quest'ultimi sorreggono tutti i muri perimetrale e le pareti delle rampe e delle scale dell'interrato, oltre a tutti i pilastrini che si elevano solo fino a quota del piano terra per sostenere la piazza esterna dell'edificio. Essi hanno sezione quadrata di 40 centimetri di lato.

I pilastri dell'interrato che sorreggono l'edificio invece hanno sezione rettangolare di 60cm per 150 centimetri. I pilastri delle ali laterali più vicini al nucleo all'interrato hanno sezione circolare di 60 centimetri, due a destra e due a sinistra.

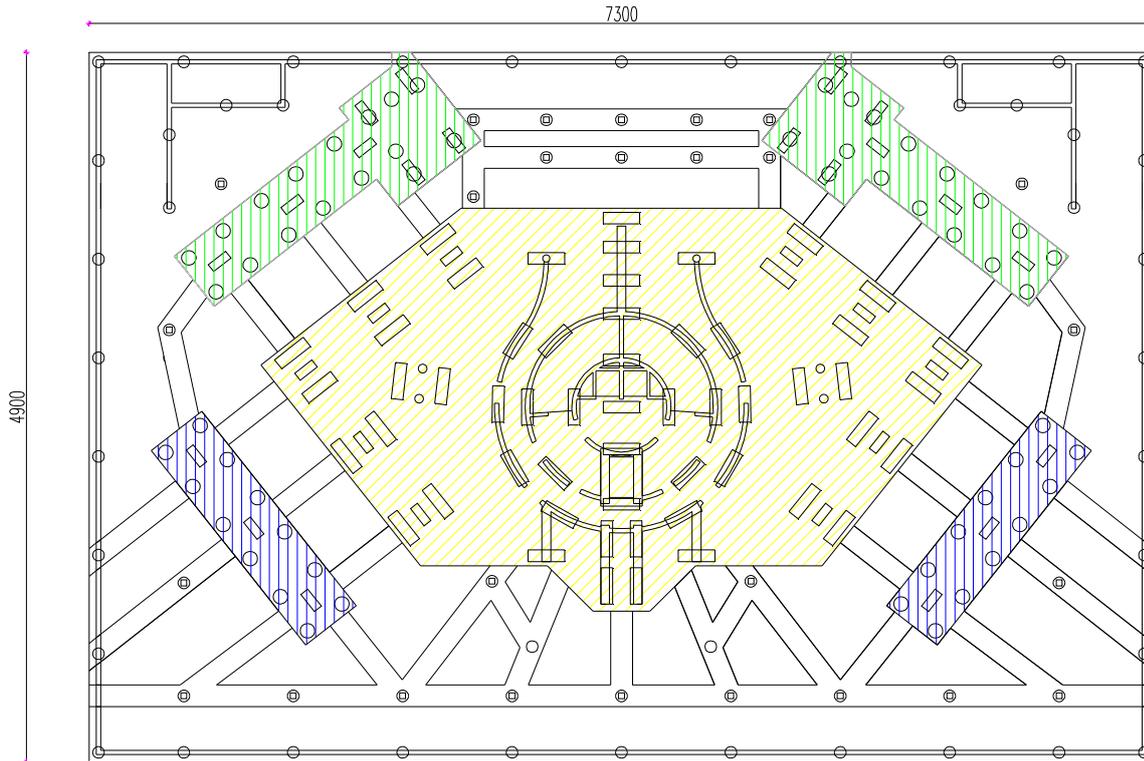


figura 34

Essendo l'interrato non riscaldato, vista la presenza delle finestre necessarie per l'aerazione dello stesso e la presenza delle rampe, in fase di progettazione si sono analizzate le varie escursioni termiche della struttura vista anche la lunghezza di 72 metri. Per limitare il ritiro del calcestruzzo si sono utilizzati opportuni additivi antiritiro.

Per impermeabilizzare la platea di fondazione si è utilizzato calcestruzzo Rck 35Mpa a ritiro compensato, impermeabile additivato con opportuni prodotti. (*Stabilmac circa 20daN/mc e Glenium*)

Tali additivi sono stati donati dalla ditta Basf alla fondazione Citta della Speranza. Questa è soltanto una delle varie donazioni o aiuti che le varie aziende hanno fatto alla fondazione Citta della Speranza proprio per l'importanza dell'opera.

Dato il notevole spessore della fondazione e la sua estensione, si sono eseguiti prima i getti della porzione di platea esterna allo zatterone centrale, in seconda fase il getto di quest'ultimo, prendendo opportune precauzioni nelle zone di ripresa dello stesso. Gli additivi di cui sopra sono stati utilizzati soprattutto per le zone laterali di minor spessore.

Anche il solaio di copertura dell'interrato è stato realizzato con calcestruzzo a ritiro compensato.

(in fase di realizzazione comunque si è imposto di bagnare il calcestruzzo per le 24 ore successive al getto, anche perché eseguito nel periodo estivo).

A livello del piano interrato il nucleo centrale di calcestruzzo è stato concepito per distribuire in modo ottimale i carichi in fondazione, mentre la distribuzione delle forometrie delle finestre, per quanto possibile con le esigenze distributive architettoniche, è stata concepita anche in funzione delle azioni e dilatazioni agenti sul piano dell'impalcato.

Si possono vedere in figura 36 i muri di irrigidimento del nucleo al piano interrato.

Tale soluzione ha limitato le compressioni e le trazioni sui diaframmi ma soprattutto ha limitato il più possibile le rotazioni al piede della struttura fondazionale con limitazione degli spostamenti in sommità dell'edificio (figura 35).

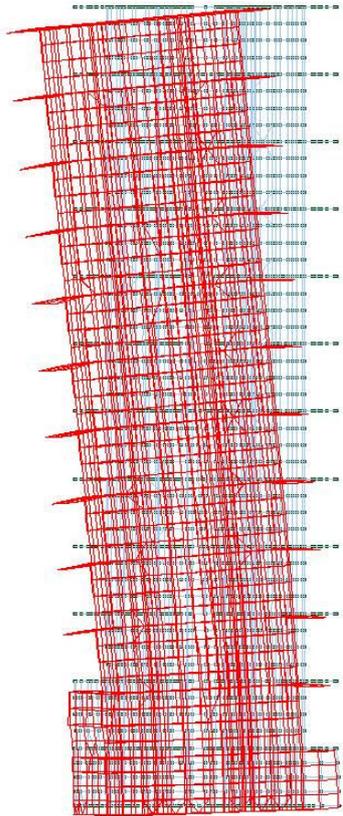


figura 35

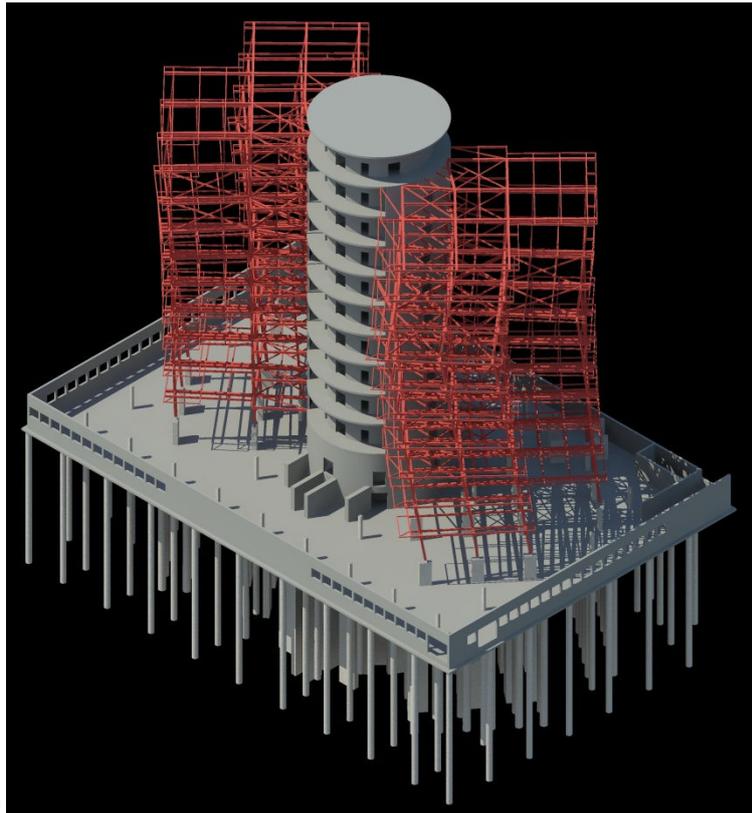


figura 36

Analisi della copertura dell'interrato

Nella progettazione del solaio della copertura del piano interrato si è dovuto tener conto, oltre che ai carichi tipici verticali, alle forze orizzontali trasmesse dalle piastre di base delle colonne di acciaio inclinate.

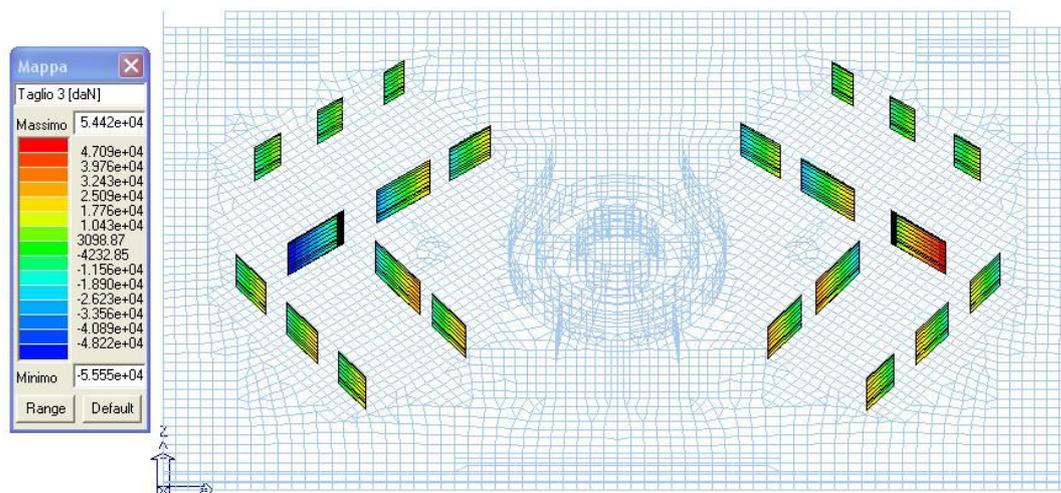
Infatti mentre le forze sismiche e del vento e del tiro dei vari piani vengono sopportati dal nucleo centrale, al livello del piano terra la forza assiale delle colonne inclinate genera una componente orizzontale sul solaio di copertura dell'interrato.

Ritornando alla figura iniziale riportata sotto (figura 37), si vede che nello schema delle forze la colonna inclinata ha un valore pari a $-10H$ come componente orizzontale, ma volutamente è stata indicata solamente sulla parte superiore del pilastro.

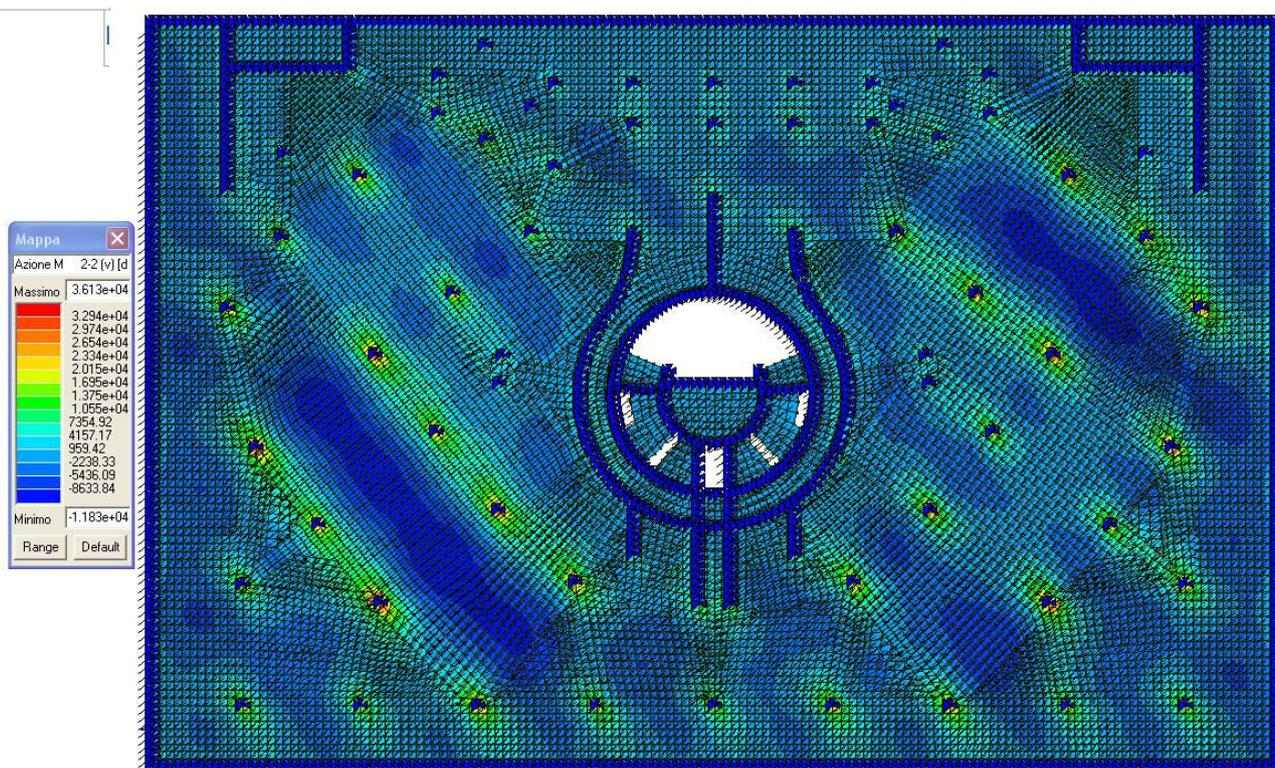
Infatti a livello delle piastre di base delle colonne inclinate metalliche, le componenti orizzontali degli sforzi assiali delle colonne ($+10H$) non vengono riportate interamente al nucleo centrale in calcestruzzo, ma si ripartiscono, attraverso l'impalcato di calcestruzzo anche ai pilastri verticali del piano interrato ed alle pareti perimetrali ed interne dello stesso, oltre naturalmente alle pareti del nucleo.

In questo caso, la distribuzione delle forze orizzontali, pari a circa mille tonnellate, riesce ad essere meglio analizzata con la modellazione tridimensionale agli elementi finiti dell'edificio.

Ne è risultato che una aliquota significativa di queste forze viene assorbita dai pilastri sottostanti le colonne di acciaio dell'interrato, anche se molto più flessibili delle pareti di calcestruzzo.



Involuppo degli sforzi di taglio in direzione parallela al lato maggiore sui pilastri 150x60cm
figura 39



Come esempio si riporta l'analisi della azioni flettenti e taglianti (punzonamento) dovuti ai soli carichi verticali sull'impalcato dell'interrato. Per tale analisi è stato implementato un modelli piano del solaio con elementi plate con griglia più fitta, a queste azioni flessionali si sono sommate le azioni membranali (componente delle colonne, delta termici ecc) ottenute da altre modellazioni tridimensionali, con griglia più rada.

Momenti flettenti in direzione 2-2 per combinazione SLU
figura 40

Appaltatore:

Consta Soc. Cons. P.A. – P.zza Ungheria 6/3 – 00198 Roma

Impresa Consorziata Esecutrice:

Mattioli s.p.a. Via Crimea 94 – 35141 Padova

Progettisti: Del Progetto esecutivo di variante per il nuovo centro di malattie pediatriche in zona ZIP CNR di Padova

Studio Navarra Associati – Architettura e Ingegneria – Via Colombo 26 - 35030

Selvazzano Dentro (Pd) – Ing. Filippo Navarra – Ing. Giorgio Navarra – Arch. Gaetano Navarra – Collaboratore: Ing. Sandro Carniello

Consulenti Geotecnici: Studio Colleselli & P. ingegneria geotecnica – Via Vigonovese 115 – 35127 Padova.

Impresa subappaltatrice carpenterie metalliche: Stahlbau Pichler (BZ)

Impresa subappaltatrice fondazioni profonde: Vipp lavori spa (VR)

Direttore dei lavori: Arch. Giuseppe Clemente

Collaudo Statico: Prof. Ing. Enzo Siviero

Progetto d'appalto:

Progetto Architettonico e coordinatore dell'opera: Prof. Arch. Paolo Portoghesi

Progetto esecutivo strutturale: Ing. Odine Manfroni - Santarcangelo di Romagna (RN)

Progetto Impianti: Tifs Ingegneria – C.so Stati Uniti 35127 Padova

Progetto esecutivo di variante, Torre della Ricerca, Città della Speranza, Padova:

Ing. Giorgio Navarra, Ing. Filippo Navarra

Giorgio Navarra

