

Infrastrutture Lombarde spa

Indagine di vulnerabilità strutturale alle azioni sismiche del nuovo Ospedale S. Gerardo di Monza

Allegato 4b: Relazione di Calcolo: Parte Seconda



Engineering Consulting & Structural Design

Via Goldoni, 22 - 20129 Milano

A handwritten signature in black ink, appearing to be "F. Mola", is located in the lower right quadrant of the page.

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	3
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	4
3	MATERIALI	6
4	ANALISI DELLE AZIONI.....	8
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	14
6	ANALISI STRUTTURALE.....	18
7	ANALISI SEZIONALE.....	31
	APPENDICE A: ELENCO DELLE NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	45
	APPENDICE B: RISULTATI DEI TESTS SONREB.....	46

1 Introduzione

L'ospedale San Gerardo di Monza è composto da edifici che presentano differenti impianti tipologici e diversi schemi strutturali. Le analisi numeriche, strutturali e sezionali, condotte sugli edifici denominati 'monoblocco', risalente agli anni '60, e su una porzione (corpo 11, del complesso denominato 'tenaglia-rotonde', costruito negli anni '70, sono oggetto di un precedente documento dal titolo 'Indagine di Vulnerabilità Strutturale del Nuovo Ospedale San Gerardo di Monza'. Il contenuto di tale documento, con riferimento alle varie fasi conoscitive e di analisi, può essere così riassunto:

- La prima fase dell'indagine, di tipo conoscitivo, è consistita nella raccolta e nella lettura critica dei disegni di carpenteria delle strutture e dei dettagli costruttivi di armatura verificando la rispondenza fra quanto progettato e quanto costruito.
- Successivamente sono state progettate ed eseguite indagini mirate alla determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali e sondaggi con prove SPT e SCPT in foro ed una prova "Down Hole", atta alla caratterizzazione sismica del suolo.
- Sulla base dei dati acquisiti si è proceduto alla modellazione strutturale degli edifici denominati A,B,C del monoblocco e di una parte della tenaglia-rotonde, corpo 11.
- Sulla base degli stati di sollecitazione derivati dalle analisi strutturali si è poi proceduto alla misura della sicurezza delle sezioni con riguardo agli stati limite di esercizio e a quelli ultimi, utilizzando, quali dati relativi alla resistenza dei materiali, quelli desunti dalle prove di caratterizzazione meccanica preventivamente effettuate.

Si è presentata, tuttavia, in un secondo momento la necessità di ampliare la campagna di indagini conoscitive sui materiali nel complesso 'tenaglia-rotonde', in modo da avere un maggior numero di risultati sulle colonne dei corpi costituenti tale blocco. In particolare sono state effettuate prove di schiacciamento su carote e tests SONREB sulle colonne dei corpi 2,3,5,7,9,13 appartenenti al complesso denominato 'rotonde' e su quelle del corpo 11 appartenente al complesso denominato 'tenaglia'. La collocazione planimetrica degli edifici in oggetto è indicata in Fig.1.1.

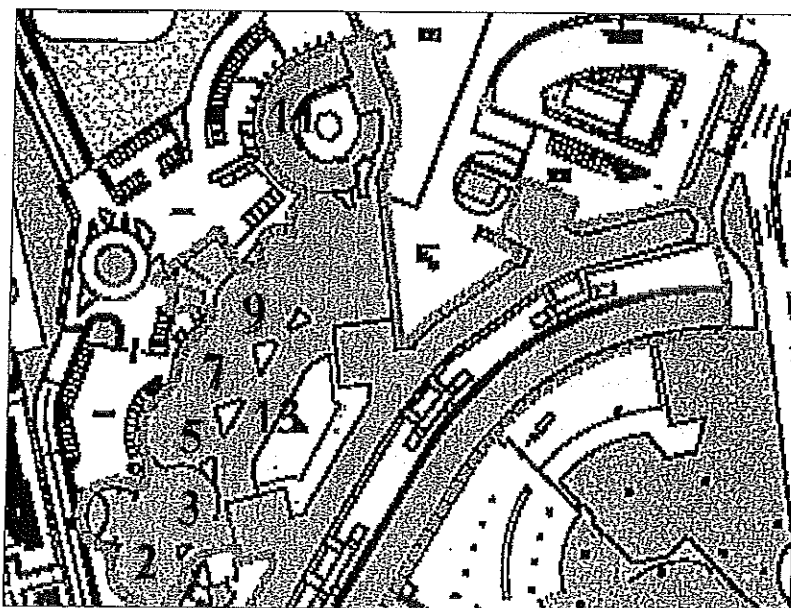


Fig. 1.1. Schematizzazione planimetrica del complesso tenaglia-rotonde

Sulla base degli stati di sollecitazione derivati dalle analisi strutturali si è poi proceduto alla misura della sicurezza delle sezioni con riguardo agli stati limite di esercizio e a quelli ultimi, utilizzando, quali dati relativi alla resistenza dei materiali, quelli desunti dalle prove di caratterizzazione meccanica preventivamente effettuate. Per quanto riguarda la misura della sicurezza allo stato limite ultimo si è fatto riferimento alla combinazione di azioni di tipo statico e a quella in presenza di sisma, operando secondo le prescrizioni di cui al DM 14.01.2008. Relativamente alla misura della sicurezza per lo stato limite di tensione in esercizio si è invece fatto riferimento ai livelli tensionali consentiti dalle norme vigenti all'atto della costruzione, Legge n.1086 (5/11/1971) e successive Norme Tecniche. In tale modo si è ottemperato da un lato alla specifica richiesta normativa riguardante la verifica della consistenza di quanto costruito nei riguardi delle conoscenze e dei dettami normativi all'epoca vigenti, mentre dall'altro si sono derivate le basilari considerazioni sulle quali è stato formulato il giudizio circa la idoneità statica del complesso degli edifici.

2 Descrizione delle opere

Nella zona retrostante il monoblocco, sono presenti vari edifici, la maggior parte dei quali a pianta circolare, denominati 'tenaglia-rotonde'. L'edificio cosiddetto 'tenaglia' è costituito da due piani interrati più quattro fuori terra, di cui uno adibito ad alloggiare impianti tecnici; i tre corpi dell'edificio 'rotonde' presi in considerazione presentano invece due piani interrati più due fuori terra. Sono presenti giunti di contrazione che suddividono i corpi in vari sub-sistemi, ciascuno strutturalmente indipendente dai rimanenti.

L'analisi strutturale mediante elaboratore è stata condotta in una prima fase su una porzione (arco di circonferenza) del corpo 11, comprendente 7 telai taglio-resistenti, come illustrato in Fig. 2.1.

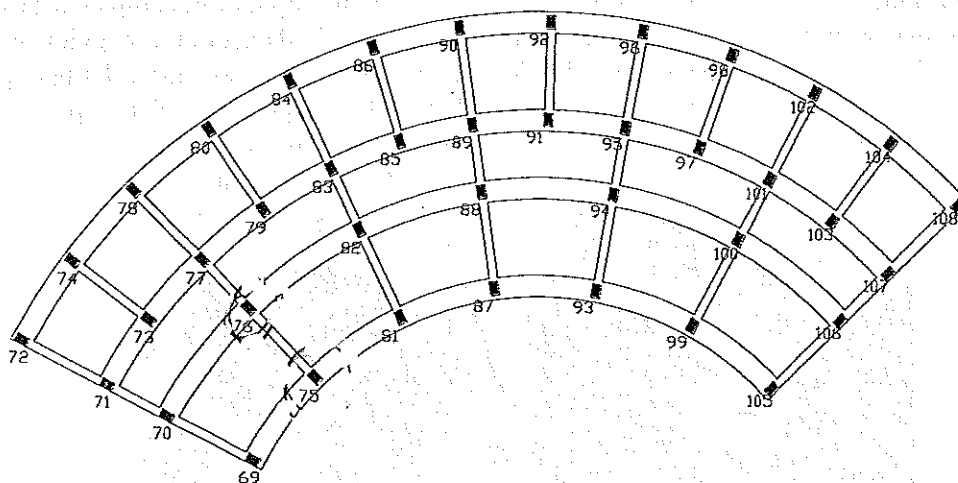


Fig. 2.1. Schematizzazione dell'impianto strutturale
della porzione del corpo 11, oggetto di analisi.

Per ulteriore approfondimento sono stati analizzati i corpi 2, 3, 5, 7, 9 e 13, ritenuti significativi ai fini delle verifiche. Nel seguito, si riporta la schematizzazione in pianta dei suddetti edifici.

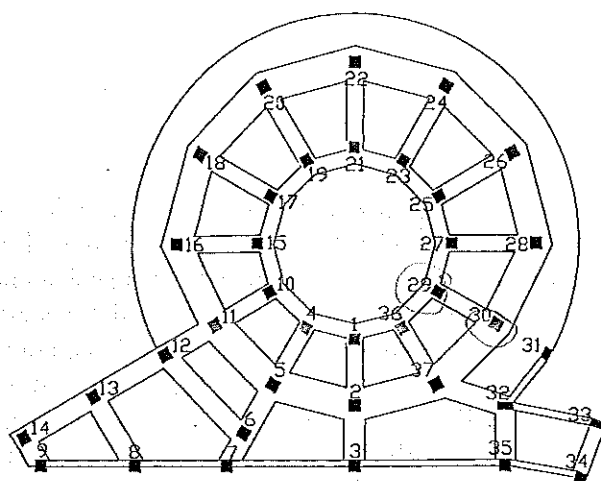


Fig. 2.2. Schematizzazione dell'impianto strutturale del corpo 2 dell'edificio rotonde

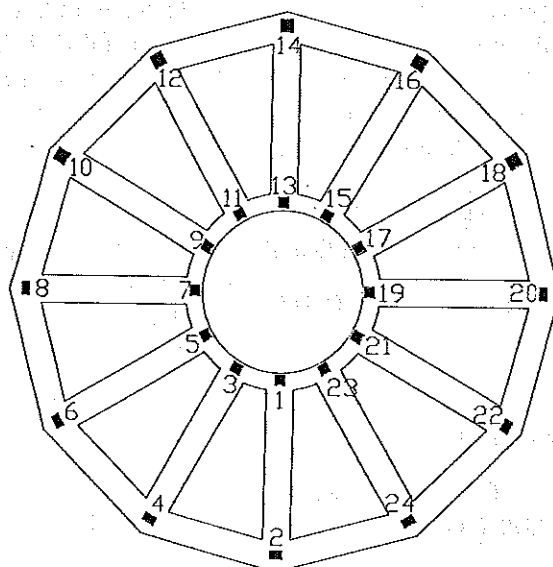


Fig. 2.3. Schematizzazione dell'impianto strutturale dei corpi 3,5,7,9 dell'edificio rotonde

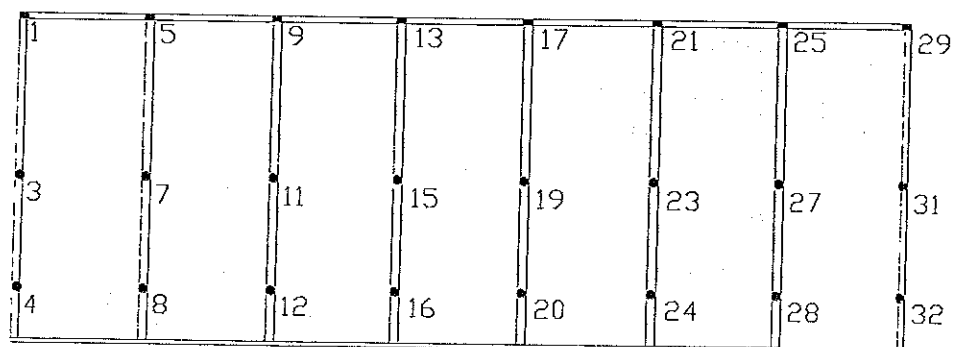


Fig. 2.4. Schematizzazione dell'impianto strutturale del corpo 13 dell'edificio rotonde

3 Materiali

Per potere conseguire una adeguata conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali e del loro degrado, sono stati eseguiti, relativamente al calcestruzzo, tests combinati di tipo sclerometrico ed ultrasonico SONREB e tests di laboratorio consistenti nello schiacciamento di campioni estratti dalle strutture; per la misura della profondità di carbonatazione del calcestruzzo ci si riferisce ai risultati già ottenuti nella prima fase di indagine. Relativamente all'acciaio si fa riferimento ai tests di trazione su barre estratte da alcuni elementi strutturali. Sono stati eseguiti dapprima tests SONREB a campione su colonne degli edifici 2,3,5,13; successivamente, come già detto, valutata la notevole dispersione dei valori, è stata predisposta un'ulteriore indagine, sia tramite tests combinati di tipo ultrasonico e sclerometrico, sia mediante prove di laboratorio su campioni estratti. La numerosità delle misure eseguite e la conoscenza delle geometrie e della distribuzione e quantitativo dell'armatura, resa possibile dai sondaggi effettuati e dalla disponibilità dei disegni esecutivi, hanno permesso di potere ritenere sufficientemente accurata la conoscenza degli elementi strutturali, in accordo a quanto esposto al punto 11.2.3.3 della OPCM 3274, e di poter pertanto assumere il livello LC3 nella classificazione espressa nel medesimo documento. Ciò ha comportato l'assunzione di un fattore di confidenza per i materiali pari all'unità. Nel prosieguo si riportano i risultati ottenuti mediante i tests sperimentali su carote estratte.

Risultati su colonne - Prima fase di indagini - Piano Terra(S0)

PIANO	ELEM. STRUTT.	VELOCITA' (m/s)	RESISTENZA SONREB (kg/cm ²)	RESISTENZA SONREB (N/mm ²)
TERRA	COL. 13 EDIFICIO 3	3727	256	25.1
TERRA	COL. 7 EDIFICIO 13	3989	249	24.4
TERRA	COL. 12 EDIFICIO 13	3745	204	20.0
TERRA	COL. 14 EDIFICIO 3	3814	245	24.1
TERRA	COL. 13 EDIFICIO 3	3509	214	21.0
TERRA	COL. 18 EDIFICIO 5	3674	252	24.7
TERRA	COL. 17 EDIFICIO 5	3468	191	18.7
TERRA	COL. 29 EDIFICIO 2	3409	140	13.8
TERRA	COL. 30 EDIFICIO 2	3319	131	12.8

Valore medio della resistenza a compressione $R_{cm} = 20.5 \text{ N/mm}^2$.

Risultati su colonne - Seconda fase di indagini – Piano S2

CAROTA		ELEMENTO STRUTT.	RESISTENZA COMPRESSIONE (kg/cm ²)	RESISTENZA COMPRESSIONE (N/mm ²)
11	C11 -2	COL 96 EDIFICIO 11	262	25.7
12	C12 -2	COL 84 EDIFICIO 11	206	20.2
13	C13 -2	COL 22 EDIFICIO 3	193	18.9
14	C14 -2	COL 12 EDIFICIO 5	268	26.3
15	C15 -2	COL 10 EDIFICIO 7	188	18.4
16	C16 -2	COL 12 EDIFICIO 9	191	18.7

Valore medio della resistenza a compressione $R_{cm} = 21.4 \text{ N/mm}^2$.

Risultati su colonne - Seconda fase di indagini – Piano S0

CAROTA		ELEMENTO STRUTT.	RESISTENZA COMPRESSIONE (kg/cm ²)	RESISTENZA COMPRESSIONE (N/mm ²)
1	C1 T	COL 8 EDIFICIO 7	230	22.5
2	C2 T	COL 4 EDIFICIO 7	224	21.9
3	C3 T	COL 4 EDIFICIO 9	219	21.5
4	C4 T	COL 7 EDIFICIO 5	182	17.8
5	C5 T	COL 2 EDIFICIO 1	322	31.6
6	C6 T	COL 6 EDIFICIO 1	263	25.8
7	C7 T	COL 30 EDIFICIO 3	195	19.2
8	C8 T	COL 13 EDIFICIO 12	299	29.3
9	C9 T	COL 5 EDIFICIO 13	249	24.4
10	C10 T	COL 10 EDIFICIO 13	216	21.2

Valore medio della resistenza a compressione $R_{cm} = 23.5 \text{ N/mm}^2$.

I valori medi della resistenza a compressione sono indicati con il simbolo R_{cm} valido per resistenze cubiche poiché tali sono quelle fornite dalle prove SONREB e analogamente, essendosi operato su

campioni cilindrici aventi diametro uguale all'altezza, i risultati di schiacciamento sono da ritenersi assimilabili a quelli ottenibili su campioni cubici.

4 Analisi delle azioni

Si riportano nel seguito le analisi delle azioni verticali, permanenti e variabili. Successivamente vengono illustrate le azioni variabili associate alla neve, al vento e al sisma.

4.1 Azioni verticali

4.1.1 Impalcato tipo- spessore 30 cm

Azioni permanenti

Peso proprio del solaio	$g_k^{(1)} = 4,70 \text{ kN/m}^2$
Peso del pavimento	$g_k^{(2)} = 0,80 \text{ kN/m}^2$
Peso dell'intonaco	$g_k^{(3)} = 0,35 \text{ kN/m}^2$
Peso dei pannelli radianti con controsoffittatura	$g_k^{(4)} = 0,75 \text{ kN/m}^2$
Peso medio delle tramezzature	$g_k^{(5)} = 1,00 \text{ kN/m}^2$

Azione permanente totale	$G_k = \Sigma g_k^{(i)} = 7,60 \text{ kN/m}^2$
--------------------------	--

Azioni variabili	$Q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$
------------------	-----------------------------

4.1.2 Impalcato tipo- spessore 50 cm

Azioni permanenti

Peso proprio del solaio	$g_k^{(1)} = 5,50 \text{ kN/m}^2$
Peso del pavimento	$g_k^{(2)} = 0,80 \text{ kN/m}^2$
Peso dell'intonaco	$g_k^{(3)} = 0,35 \text{ kN/m}^2$
Peso dei pannelli radianti con controsoffittatura	$g_k^{(4)} = 0,75 \text{ kN/m}^2$
Peso medio delle tramezzature	$g_k^{(5)} = 1,00 \text{ kN/m}^2$

Azione permanente totale	$G_k = \Sigma g_k^{(i)} = 8,40 \text{ kN/m}^2$
--------------------------	--

Azioni variabili	$Q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$
------------------	-----------------------------

4.1.3 Impalcato di copertura-spessore 50 cm

Azioni permanenti

Peso proprio del solaio	$g_k^{(1)} = 5,50 \text{ kN/m}^2$
Peso dell'impermeabilizzazione e sovrastruttura	$g_k^{(2)} = 3,00 \text{ kN/m}^2$
Peso dell'intonaco	$g_k^{(3)} = 0,35 \text{ kN/m}^2$
Peso dei pannelli radianti con controsoffittatura	$g_k^{(4)} = 0,75 \text{ kN/m}^2$

Azione permanente totale

$$G_k = \Sigma g_k^{(i)} = 9,60 \text{ kN/m}^2$$

4.1.4 Impalcato del piano servizi- spessore 30 cm (solo corpo 11)

Azioni permanenti

Peso proprio della soletta	$g_k^{(1)} = 7,50 \text{ kN/m}^2$
Peso del pavimento	$g_k^{(2)} = 0,40 \text{ kN/m}^2$
Peso dell'intonaco	$g_k^{(3)} = 0,35 \text{ kN/m}^2$

Azione permanente totale

$$G_k = \Sigma g_k^{(i)} = 8,25 \text{ kN/m}^2$$

Azioni variabili

$$Q_k = 8,00 \text{ kN/m}^2$$

4.1.5 Travi di facciata con paramento murario

Azioni permanenti

Peso del paramento esterno in mattoni pieni, sp.12cm	$g_k^{(1)} = 2,16 \text{ kN/m}^2$
Peso del paramento interno in mattoni forati sp.12cm	$g_k^{(2)} = 0,96 \text{ kN/m}^2$
Collegamenti ed intonaco	$g_k^{(3)} = 0,58 \text{ kN/m}^2$

Azione permanente totale

$$G_k = \Sigma g_k^{(i)} = 3,70 \text{ kN/m}^2$$

4.1.6 Travi di facciata con infissi e pannelli

Azioni permanenti

Peso medio dell'infisso con pannello	$G_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$
--------------------------------------	-----------------------------

Calcolo di c_p

Il coefficiente di forma c_p vale:

$$c_p = -1.2$$

Calcolo di c_d

A favore di sicurezza si considera il valore di c_d pari a 1.

Dalle considerazioni fatte, la pressione del vento p , al variare della quota, vale:

z	p [kN/m ²]
4,09	0,69
8,59	0,69
10,79	0,69
14,39	0,76

4.4 Azione Sismica

In riferimento all'OPCM 3431 del 3/5/2005, il territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un differente valore di a_g , accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A, con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

La zona sismica considerata per il caso in esame è la zona 4, caratterizzata da un valore massimo di a_g pari a 0,05g.

Per quanto riguarda la categoria del suolo di fondazione, si considera un suolo di Tipo B.

Spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico è definito attraverso le seguenti relazioni

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e = a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (2,5 - 1) \right)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e = a_g \cdot S \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e = a_g \cdot S \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e = a_g \cdot S \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

dove:

S fattore di amplificazione, che tiene conto del profilo stratigrafico;

T periodo proprio di vibrare dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D sono i periodi che separano i vari rami dello spettro dipendenti dal profilo stratigrafico;
 η fattore che tiene conto di ξ , coefficiente per lo smorzamento viscoso equivalente:

$$\eta = \sqrt{10 / (2 + \xi)}$$

Per la struttura in esame:

$$S = 1,25;$$

$$T_B = 0,15 \text{ s};$$

$$T_C = 0,50 \text{ s};$$

$$T_D = 2,0 \text{ s};$$

Per strutture in calcestruzzo armato si assume $\xi=5\%$, pertanto $\eta=1$.

Spettro di progetto per lo stato limite di danno severo (DS)

Ai fini progettuali si considera uno spettro ridotto per tenere in conto in modo adeguato delle capacità dissipative della struttura. Il parametro da considerare a tale scopo è il fattore di comportamento q .

Per edifici esistenti, l'OPCM 3431 al punto 11.2.2.2 prescrive l'utilizzo di un fattore di comportamento compreso tra i valori 1.5 e 3 per effettuare l'analisi modale. Nel presente caso, per ogni modello sono state effettuate analisi assumendo a favore di sicurezza $q=1,5$.

Si ottiene dunque lo spettro di progetto per lo stato limite ultimo, secondo le relazioni:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d = a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - 1 \right) \right)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

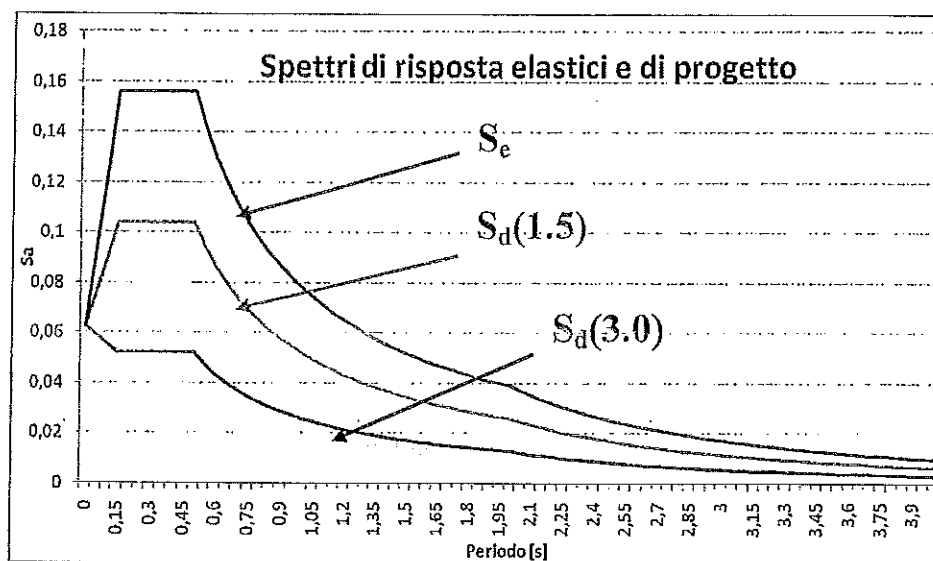
$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Spettro di progetto per lo stato limite di danno limitato (DL)

In accordo all'OPCM 3431, si considera uno spettro di risposta per tale stato limite di danno limitato ottenuto riducendo lo spettro elastico mediante un fattore di 2,5.

Nella Fig. 4.1 sono illustrati lo spettro di risposta elastico S_e e gli spettri di risposta $S_d(3)$, $S_d(1.5)$, calcolati allo stato limite ultimo in corrispondenza dei valori $q=3$, $q=1.5$ del fattore di comportamento.

Fig.4.1 Spettro di risposta elastico S_e e spettri di risposta allo SLUvalutati per $q=3$ ($S_d(3)$) e per $q=1.5$ ($S_d(1.5)$)

5 Combinazioni delle azioni

5.1 Combinazioni per gli stati limite ultimi

L'espressione di riferimento ha la forma:

$$F_d = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_{q1} \times Q_{k1} + \sum_{i=2}^{I=n} \gamma_{Qi} \times Q_{ki}$$

ove

G_1 = peso proprio degli elementi strutturali

G_2 = peso proprio degli elementi non strutturali

Q_{1k} = azione variabile dominante

Q_{ik} = azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante.

$\gamma_{g1} = 1.3$ se sfavorevole, 1 se favorevole

$\gamma_{g2} = 1.5$ se sfavorevole, 1 se favorevole

Nei calcoli svolti nel presente documento è stato considerato per semplicità un unico coefficiente amplificativo per le azioni permanenti, pari a:

$\gamma_{g1} = \gamma_{g2} = 1.4$

mentre per le azioni variabili si è assunto:

$\gamma_q, \gamma_{qi} = 1.5$ se sfavorevole, 0 se favorevole

5.2 Combinazioni per gli stati limite di esercizio

Le espressioni di riferimento hanno le forme seguenti, in dipendenza del carattere della combinazione:

Combinazione Rara
$$F_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

Combinazione Frequente
$$F_d = G_1 + G_2 + \psi_{1,1} \times Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

Combinazione Quasi permanente
$$F_d = G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^{i=n} \psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

Per i valori dei coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} si è fatto riferimento alla tabella 2.5.1 riportata al punto 2.5.3. del D.M. 14.01.2008.

In particolare, per la combinazione rara risulta:

$\psi_0 = 0,7$ per le azioni verticali, $\psi_0 = 0,6$ per l'azione del vento, $\psi_0 = 0,5$ per l'azione della neve.

5.3 Combinazioni in presenza di sisma

Per la misura della sicurezza allo stato limite ultimo e di danno limitato, si assume la combinazione:

$$\gamma_I \cdot E + G_k + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

essendo:

γ_I il fattore di importanza;

E la azione sismica per lo stato limite in esame;

G_k il valore caratteristico della azione permanente;

ψ_{2i} il coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente dell'azione variabile Q_i ;

Q_{ki} il valore caratteristico dell'azione variabile Q_i ;

Si è assunto $\gamma_I = 1,4$, in quanto si tratta di edificio, la cui funzionalità riveste un ruolo fondamentale per la protezione civile durante un evento sismico.

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate alle seguenti azioni verticali:

$$G_k + \sum_i \psi_{Ei} \cdot Q_{ki}$$

dove:

ψ_{Ei} = coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i , che tiene conto della probabilità che tutte le azioni $\psi_{Ei}Q_{ki}$ siano presenti sull'intera struttura durante il sisma. Tale coefficiente è fornito dalla relazione:

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

Per l'impalcato tipico e di copertura si è assunto rispettivamente $\psi_{2i}=0,60$, $\phi=0,5$; $\psi_{2i}=0,20$, $\phi=1,0$.

La valutazione degli effetti massimi indotti dalla azione sismica allorché, come nel caso in esame, si proceda attraverso analisi dinamica modale, si persegue sommando agli effetti massimi associati al sisma agente in una assegnata direzione, il 30% degli effetti massimi associati al sisma agente in direzione ortogonale. Nella Tab. 5.1 le combinazioni prese in considerazione sono illustrate nel dettaglio.

In Tab. 5.1.: SLE = Stato Limite di Esercizio

SLU = Stato Limite Ultimo

DS = Stato Limite di Danno Severo

DL = Stato Limite di Danno Limitato

COMBINAZIONE	Peso proprio struttura	Permanenti solai	Variabili solai	Permanenti sbalzi	Variabili sbalzi	Tamponamenti	Vento X	Vento Y	Neve	Sisma X (DS)	Sisma Y (DS)	Sisma X (DL)	Sisma Y (DL)
Comb. SLE 1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0
Comb. SLE 2	1.0	1.0	0.7	1.0	0.7	1.0	1.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0
Comb. SLE 3	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.6	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0
Comb. SLE 4	1.0	1.0	0.7	1.0	0.7	1.0	0.0	1.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0
Comb. SLU 5	1.4	1.4	1.5	1.4	1.5	1.4	0.9	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0
Comb. SLU 6	1.4	1.4	1.05	1.4	1.05	1.4	1.5	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0
Comb. SLU 7	1.4	1.4	1.5	1.4	1.5	1.4	0.0	0.9	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0
Comb. SLU 8	1.4	1.4	1.05	1.4	1.05	1.4	0.0	1.5	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0
Comb. DS 9	1.0	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.0	0.0	0.2	-1.0	-0.3	0.0	0.0
Comb. DS 10	1.0	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.0	0.0	0.2	-1.0	0.3	0.0	0.0
Comb. DS 11	1.0	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.0	0.0	0.2	1.0	-0.3	0.0	0.0
Comb. DS 12	1.0	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.0	0.0	0.2	1.0	0.3	0.0	0.0
Comb. DS 13	1.0	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.0	0.0	0.2	-0.3	-1.0	0.0	0.0
Comb. DS 14	1.0	1.0	0.5	1.0	0.6	1.0	0.0	0.0	0.2	-0.3	1.0	0.0	0.0
Comb. DS 15	1.0	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.0	0.0	0.2	0.3	-1.0	0.0	0.0
Comb. DS 16	1.0	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.0	0.0	0.2	0.3	1.0	0.0	0.0
Comb. DL 17	1.0	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	-1.0	-0.3
Comb. DL 18	1.0	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	-1.0	0.3
Comb. DL 19	1.0	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	1.0	-0.3
Comb. DL 20	1.0	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	1.0	0.3
Comb. DL 21	1.0	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	-0.3	-1.0
Comb. DL 22	1.0	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	-0.3	1.0
Comb. DL 23	1.0	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.3	-1.0
Comb. DL 24	1.0	1.0	0.6	1.0	0.6	1.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.3	1.0

Tab.5.1 Combinazioni assunte per l'analisi strutturale

6 Analisi Strutturale

6.1 Aspetti Generali

L'analisi strutturale è stata condotta con l'ausilio di software agli elementi finiti "PRO_SAP, Professional Structural Analysis Program" Ver. 5.0.0 – 2 S.I. Software per l'ingegneria S.R.L., Piazzetta Schiatti n° 8b, 44100 – Ferrara – Italia.

Gli effetti della azione sismica sono stati computati mediante analisi dinamica lineare applicata ai modelli tridimensionali utilizzati per la descrizione degli edifici studiati.

Il programma di calcolo utilizzato fornisce i valori delle sollecitazioni e degli spostamenti utilizzando una combinazione quadratica completa (CQC), basata sulla relazione:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

essendo:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot \left(\sqrt{1 + \beta_{ij}} \right) \beta_{ij}^{3/2}}{\left(\sqrt{1 + \beta_{ij}^2} \right) + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot \left(\sqrt{1 + \beta_{ij}^2} \right)}$$

il coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , avente valore compreso tra zero e l'unità; β_{ij} il rapporto tra le frequenze ω_i e ω_j dei due modi considerati; ξ il coefficiente di smorzamento viscoso, precedentemente definito, pari al 5% per strutture in calcestruzzo armato ed assunto costante per i vari modi.

Per ciascun modello, è stata eseguita un'analisi strutturale, in corrispondenza del valore $q=1,5$, utilizzando quale valore del modulo elastico quello calcolato dalla relazione, indicata in EC2:

$$E_{cm} = 22 \cdot 10^3 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$$

Dalla prima serie di prove sperimentali sugli edifici del complesso tenaglia-rotonde si ottiene una resistenza media pari a $R_{cm} = 20.5$ MPa cui corrisponde, secondo la formula precedente, un modulo elastico pari a

$$E_{cm} = 22 \cdot 10^3 \left(\frac{20,50}{10} \right)^{0.3} = 27286 \text{ MPa}$$

Tale valore è stato assunto per le analisi realizzate sull'edificio 11.

Considerando la resistenza media pari a $R_{cm} = 22.7$ Mpa, ottenuta dalla seconda fase di carotaggi sul complesso tenaglia-rotonde, si ottiene:

$$E_{cm} = 22 \cdot 10^3 \left(\frac{22,70}{10} \right)^{0.3} = 28134 \text{ MPa}$$

Tale valore è stato assunto per le analisi realizzate sugli edifici 2,3,5,7,9,13.

Dalle analisi effettuate, per il periodo associato al primo modo di vibrare, si ottengono i valori di Tab. 6.1.

EDIFICIO	T [s]
2	0,96
7	1,00
11	1,76
13	0,79

Tab.6.1 Valori del periodo associato al primo modo.

Si descrivono ora le principali caratteristiche degli edifici esistenti e gli aspetti essenziali della loro modellazione.

6.2 Caratteristiche geometriche e modellazione del complesso tenaglia-rotonde

La lettura critica dei disegni esecutivi delle strutture ha evidenziato la possibilità di studiare il comportamento dell'intero complesso ricorrendo ad una parte significativa di esso.

In una prima fase, le analisi strutturali sono state pertanto eseguite prendendo in considerazione una porzione del complesso tenaglia, il corpo 11, delimitata da giunti di contrazione e caratterizzata da un comportamento indipendente rispetto alle parti adiacenti. L'edificio studiato presenta forma planimetrica a settore circolare, riferibile a quattro linee d'asse circonferenziali e a sette linee d'asse principali radiali. L'ossatura portante dell'edificio è a telai ortogonali primari disposti lungo le quattro linee d'asse circonferenziali e le sette linee radiali principali. In particolare nelle direzioni circonferenziali si distinguono quattro telai di cui i primi due sono a sei campate e comprendono sette colonne ciascuno mentre i successivi due telai, disposti sulle linee circonferenziali di maggior lunghezza, sono a dodici campate e comprendono tredici colonne ciascuno. Nelle direzioni radiali principali si osservano invece sette telai primari a tre campate comprendenti quattro colonne ciascuno, intercalati, nella zona delimitata dalle due linee d'asse circonferenziali di maggiore lunghezza, da sei telai complementari a due campate. La configurazione planimetrica dell'edificio presenta quaranta colonne estendentesi in altezza per due piani interrati e quattro piani fuori terra, per una altezza totale di circa 14 m.

Successivamente, si è proceduto ad un'ulteriore fase di analisi, nella quale sono stati presi in considerazione il corpo 2, il corpo 3 e il corpo 13, anch'essi, come nel caso precedente, delimitati da giunti di contrazione e caratterizzati da un comportamento strutturale indipendente. Il corpo 2 ha pianta circolare con un avancorpo che nasce dalla prosecuzione di cinque delle dodici linee radiali; presenta, nella parte circolare, un'ossatura portante disposta su due linee circonferenziali e dodici radiali; nella parte anteriore i telai disposti sulle linee radiali terminano su un telaio allineato secondo un'altra direttrice e costituito da sei colonne e cinque campate. L'altezza massima di questo corpo è pari a 9,37m sul piano di campagna.

Il corpo 3, il cui impianto strutturale è identico a quelli dei corpi 5,7,9, ha pianta circolare con una maglia formata da due linee circonferenziali e dodici linee radiali. Si ottengono pertanto dodici telai primari in direzione radiale; nella direzione circonferenziale si osservano, invece, due telai per un totale di 24 colonne. L'altezza massima dei corpi 3,5,7,9 è di 9,37m.

Il corpo 13, a differenza degli altri, presenta un'ossatura portante caratterizzata da linee ortogonali fra loro; i telai di questo corpo formano una maglia strutturale rettangolare con otto telai primari paralleli fra loro, formati da quattro colonne e tre campate.

La modellazione degli edifici è stata condotta utilizzando esclusivamente elementi mono-dimensionali tipo trave per quanto concerne le colonne e le travi e modellazione a membrana per gli impalcati. La planimetria, le viste frontale e laterale nonché la configurazione assonometrica del modello sono illustrate nelle figure di seguito riportate.

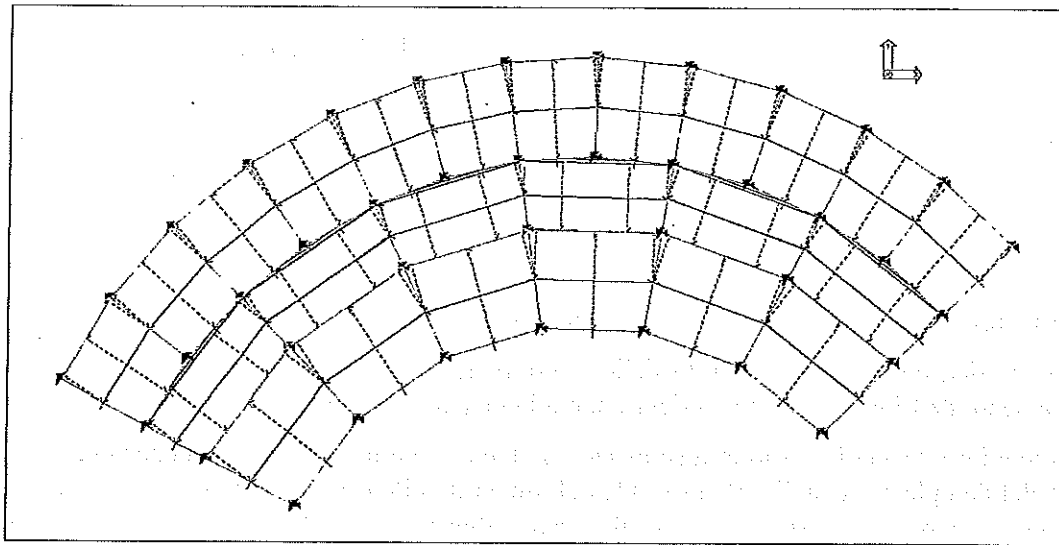


Fig. 6.1 Pianta Modello Corpo 11

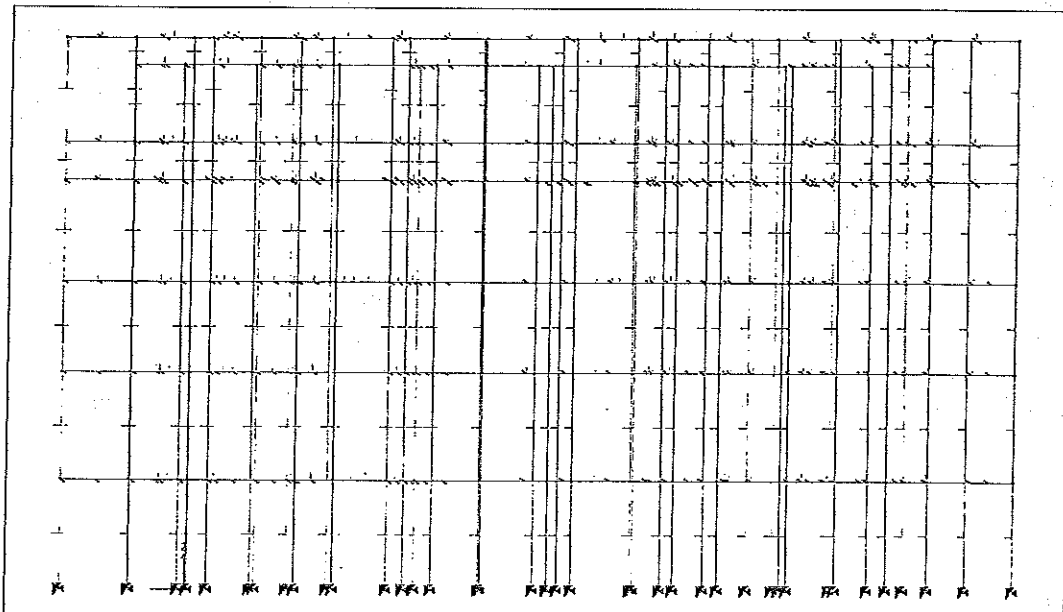


Fig. 6.2 Vista Laterale Modello Corpo 11

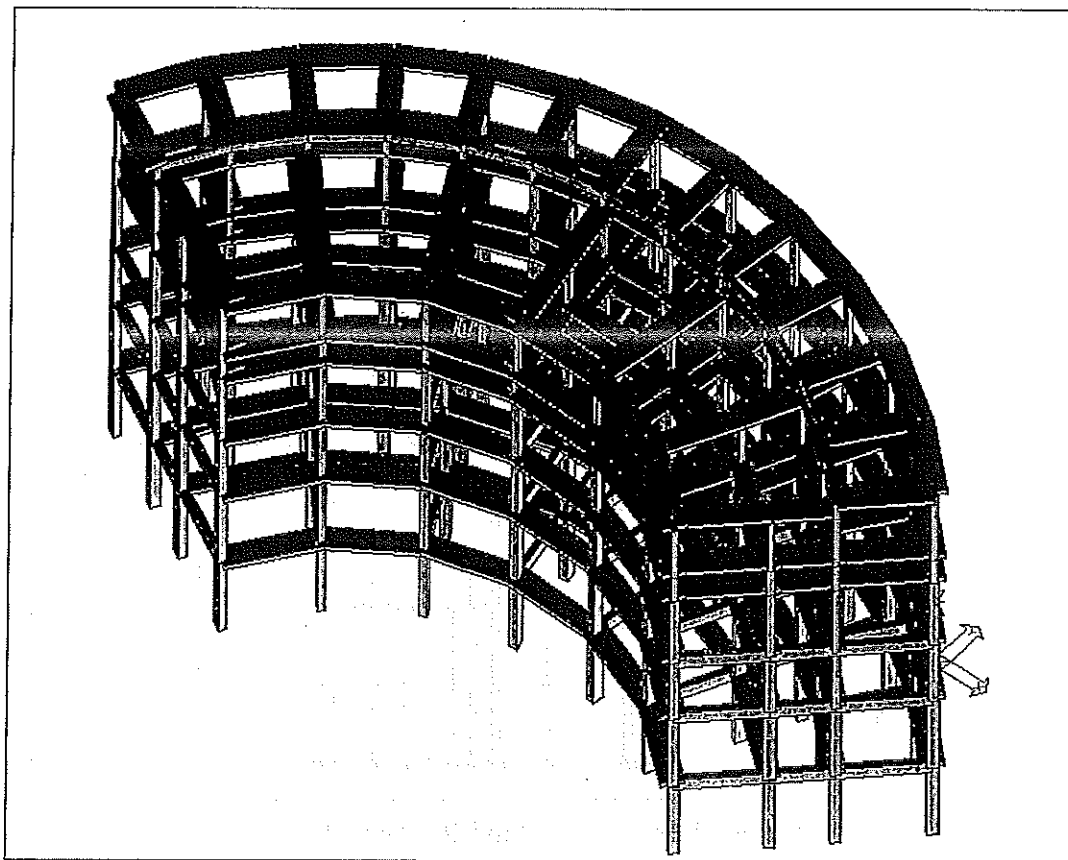


Fig. 6.3 Assonometria Modello Corpo 11

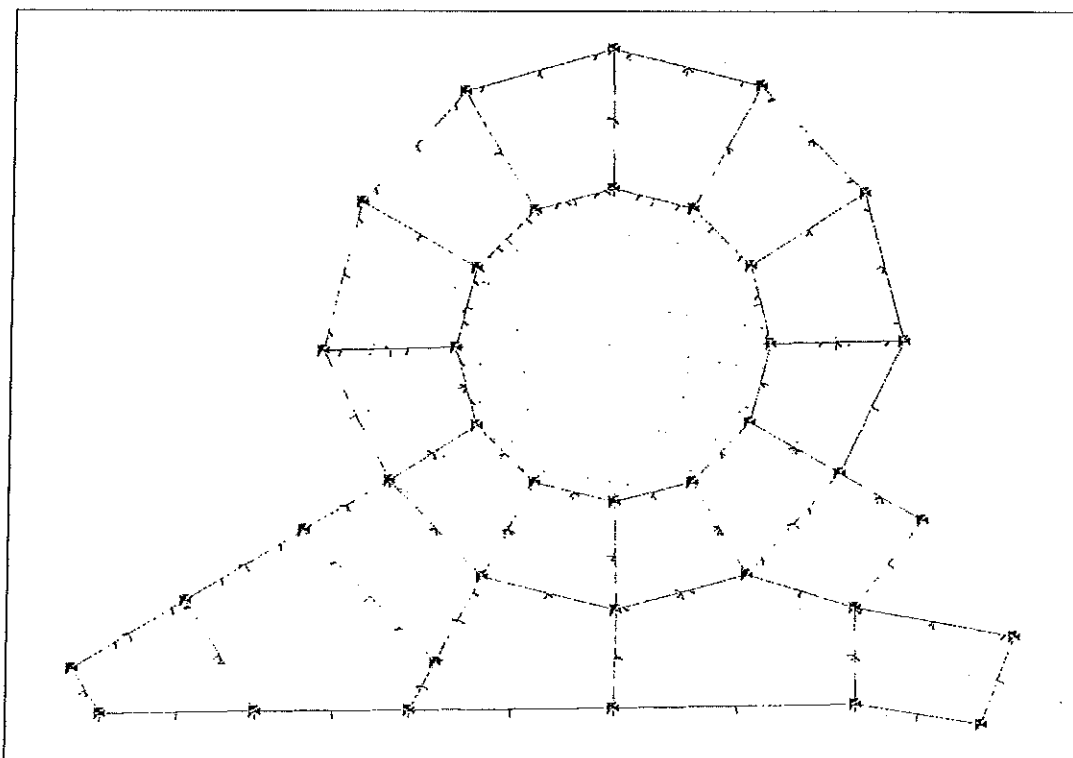


Fig. 6.4 Pianta Modello Corpo 2

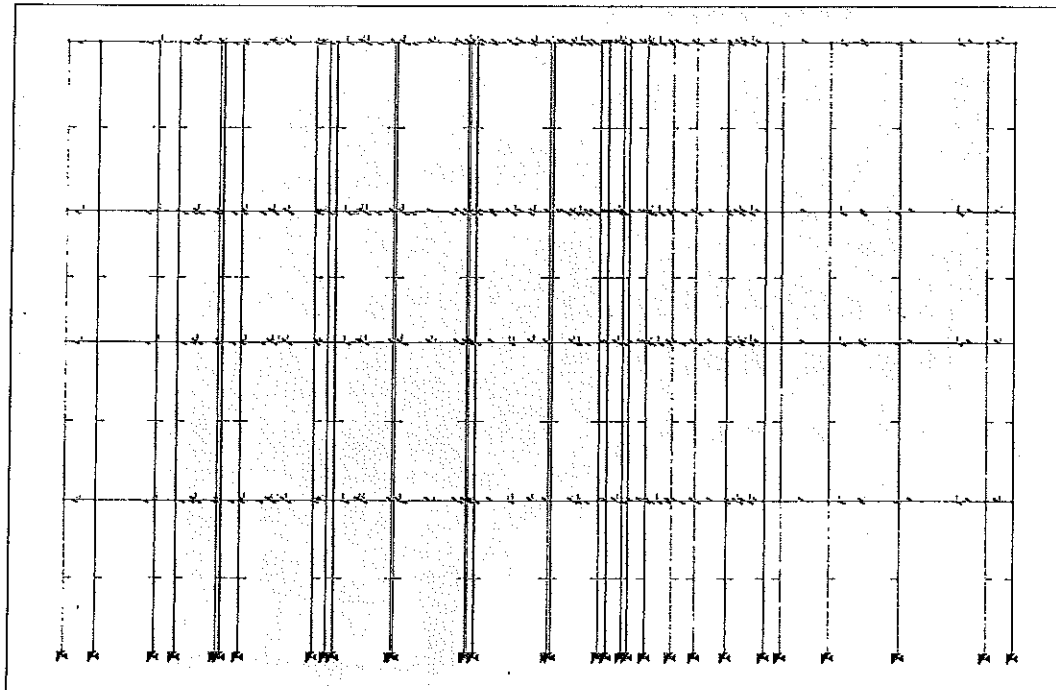


Fig. 6.5 Vista Laterale Modello Corpo 2

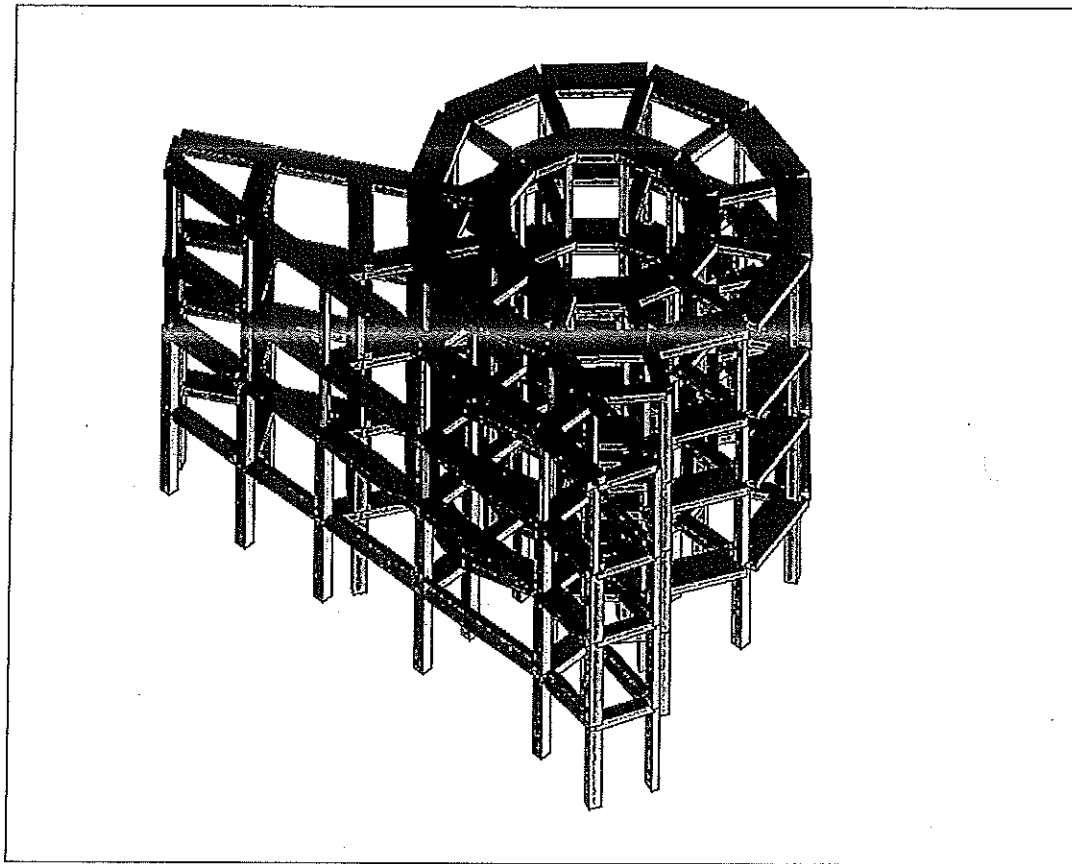


Fig. 6.6 Assonometria Modello Corpo 2

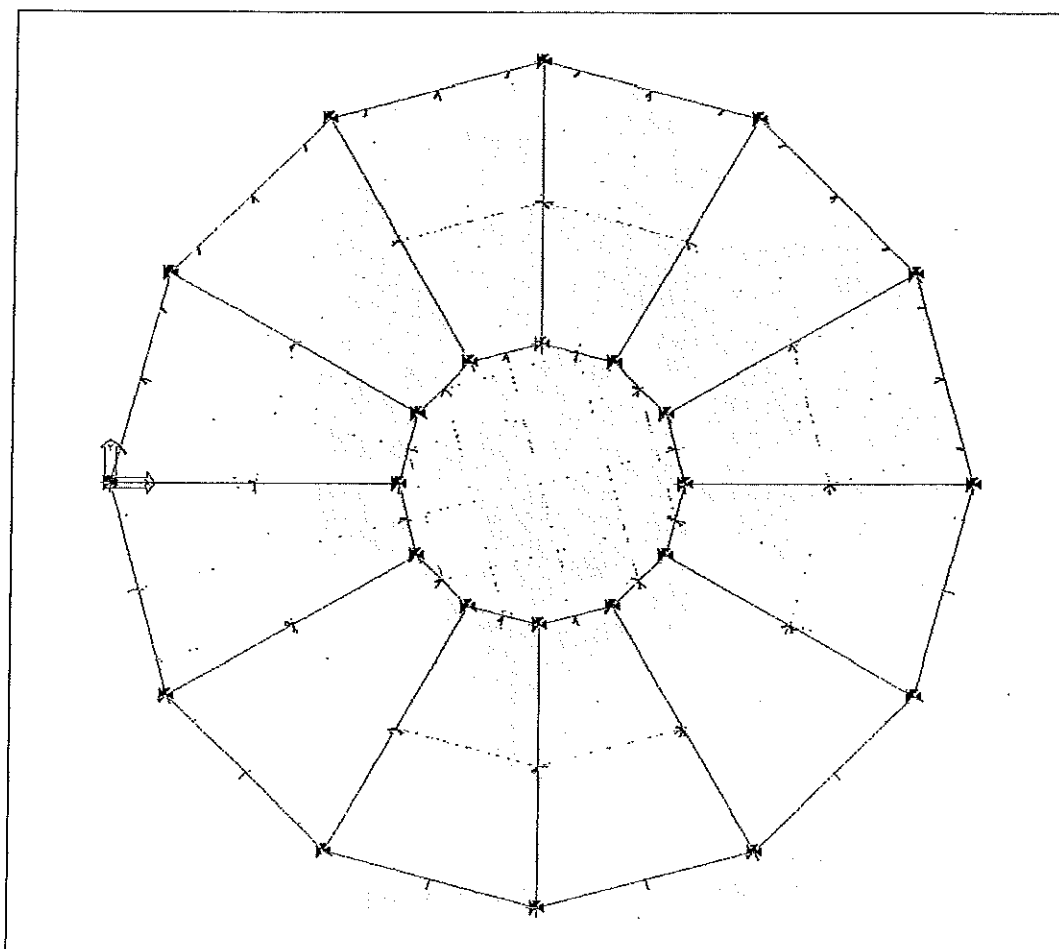


Fig. 6.7 Pianta Modello Corpi 3,5,7,9

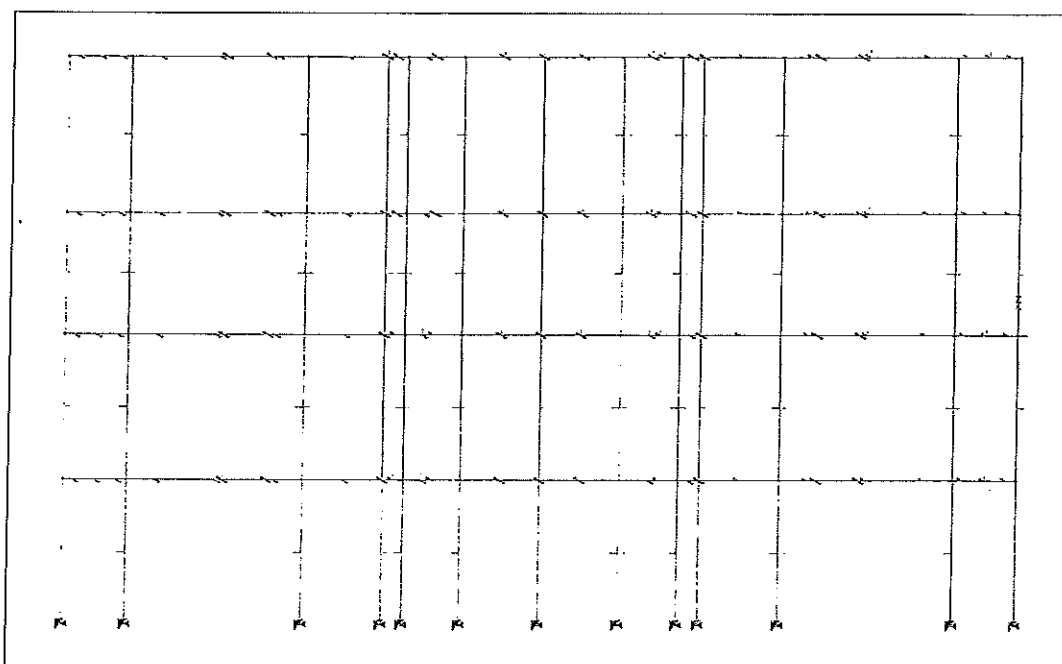


Fig. 6.8 Vista Laterale Modello Corpi 3,5,7,9

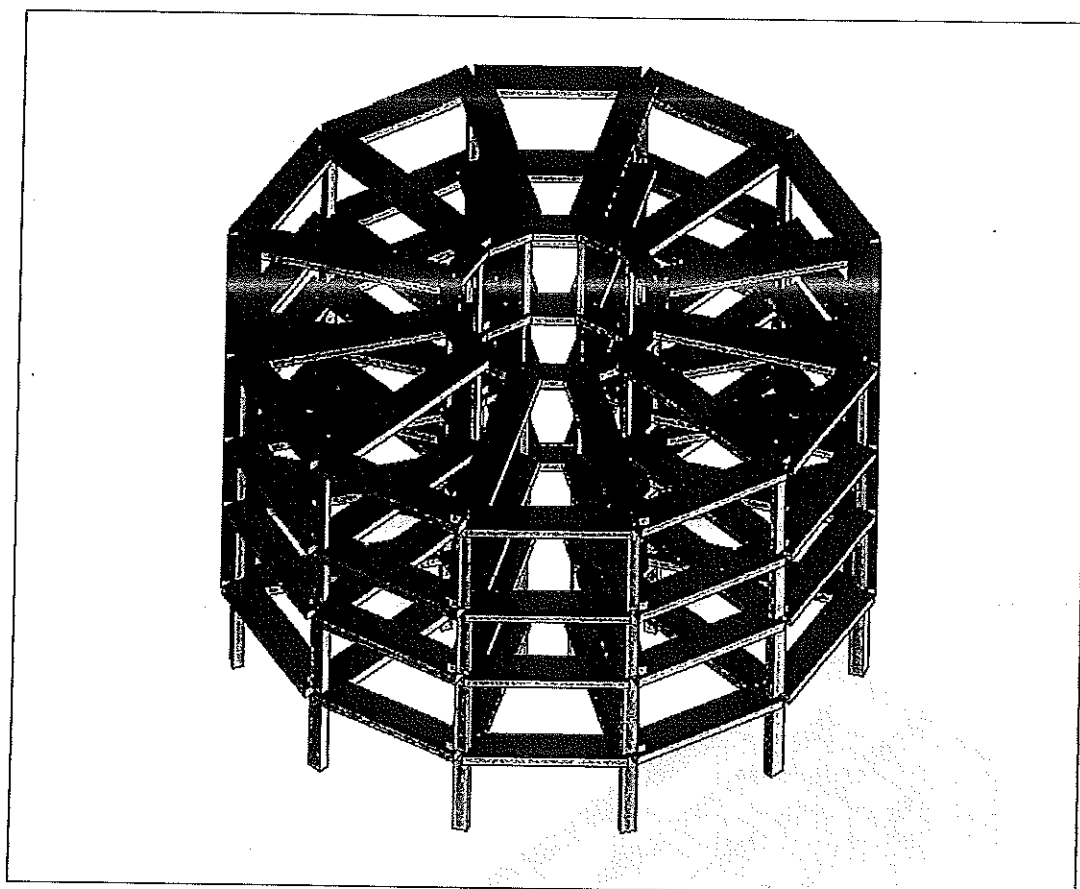


Fig. 6.9 Assonometria Modello Corpi 3,5,7,9

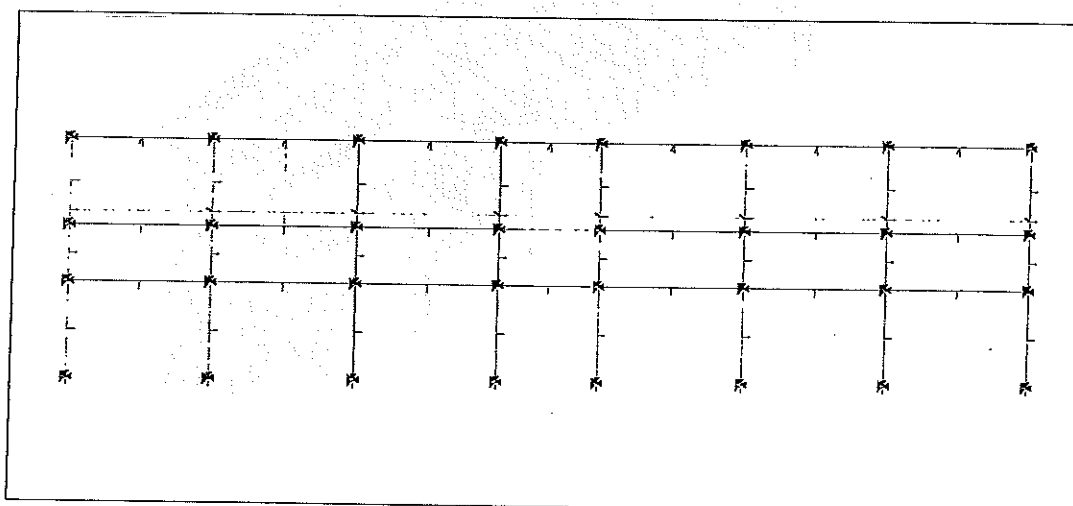


Fig. 6.10 Pianta Modello Corpo 13

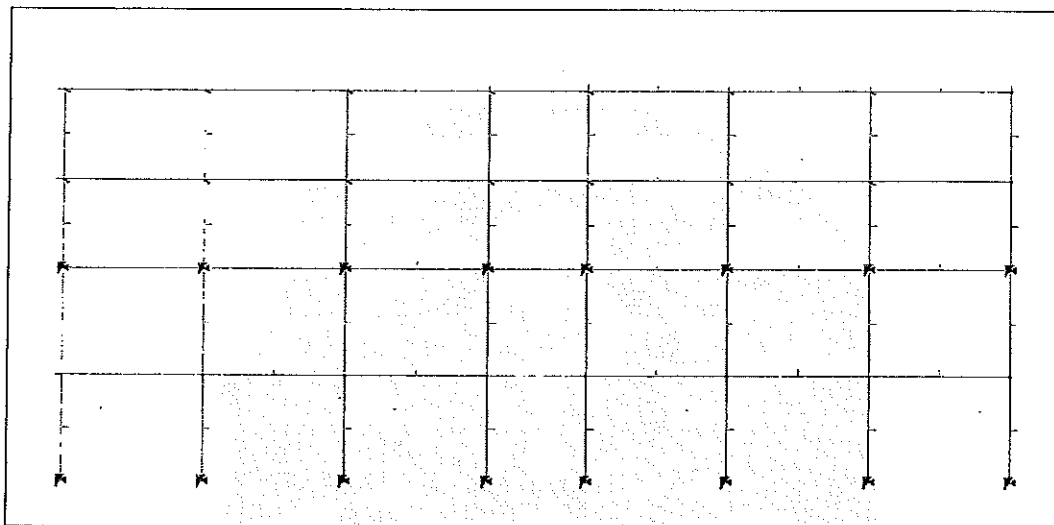


Fig. 6.11 Vista Laterale Corpo 13

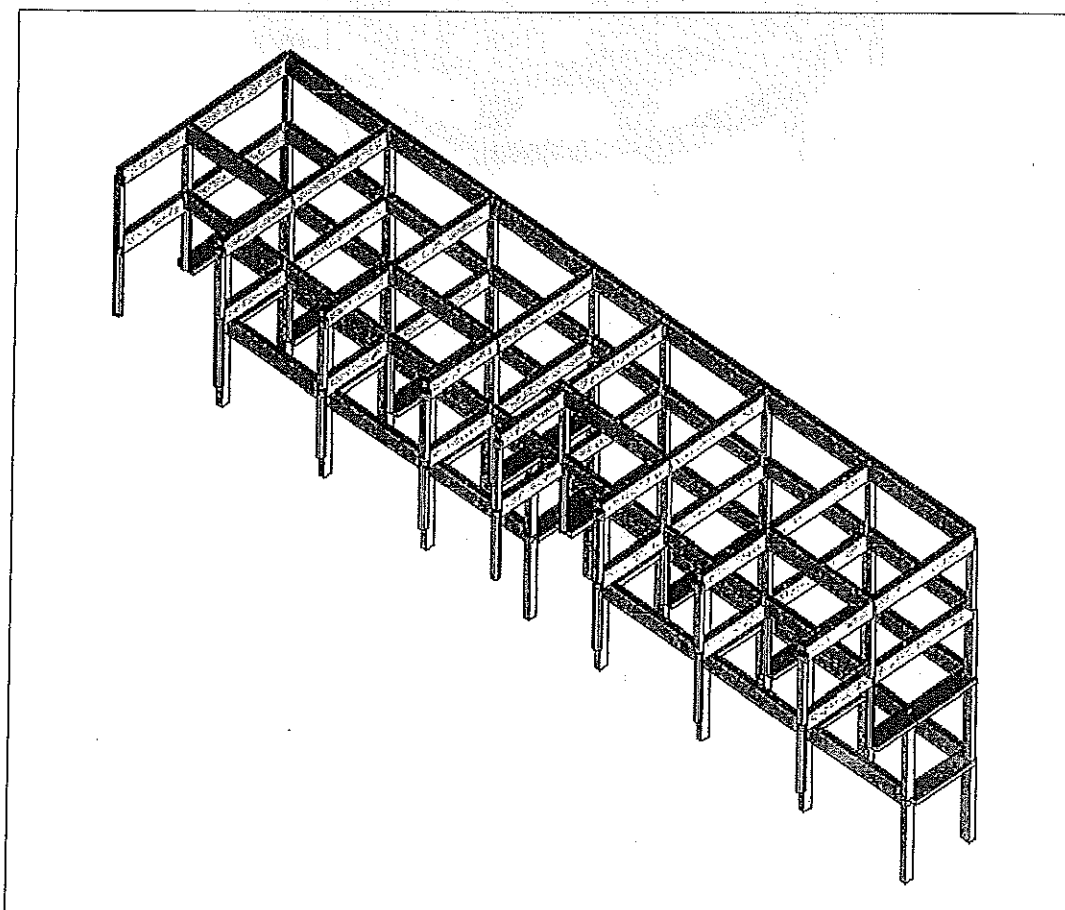


Fig. 6.12 Assonometria Corpo 13

6.3 Sollecitazioni nello stato limite di esercizio

Nel seguito, con riferimento ai vari edifici analizzati, sono riportati diagrammi delle sollecitazioni relativamente alla fase di esercizio. La conoscenza di tali sollecitazioni permette di adire alle analisi sezionali ed al calcolo delle tensioni in esercizio che rappresenta il passaggio essenziale per valutare la consistenza delle strutture con riguardo alle conoscenze ed alle prescrizioni normative vigenti all'atto della loro costruzione.

6.3.1 Sollecitazioni - Tenaglia

Si riportano nel seguito i diagrammi di forza normale N per il secondo piano interrato S2 e per il piano terra S0 relativi alla porzione del corpo 11, con riferimento alla relazione presentata in data 26/01/2009.

6.3.1.1 Piano S2 – COMBINAZIONE 2 (SLE)

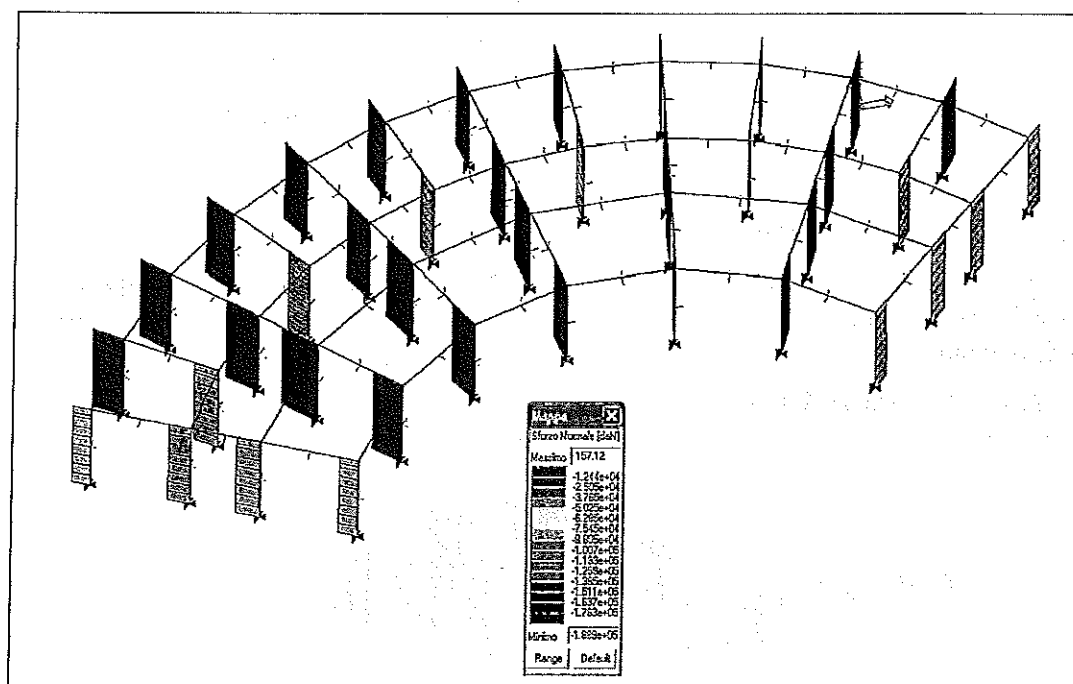


Fig. 6.13 - Diagramma sforzo normale, Edificio 11 – Secondo Piano Interrato

6.3.1.2 Piano Terra – COMBINAZIONE 2 (SLE)

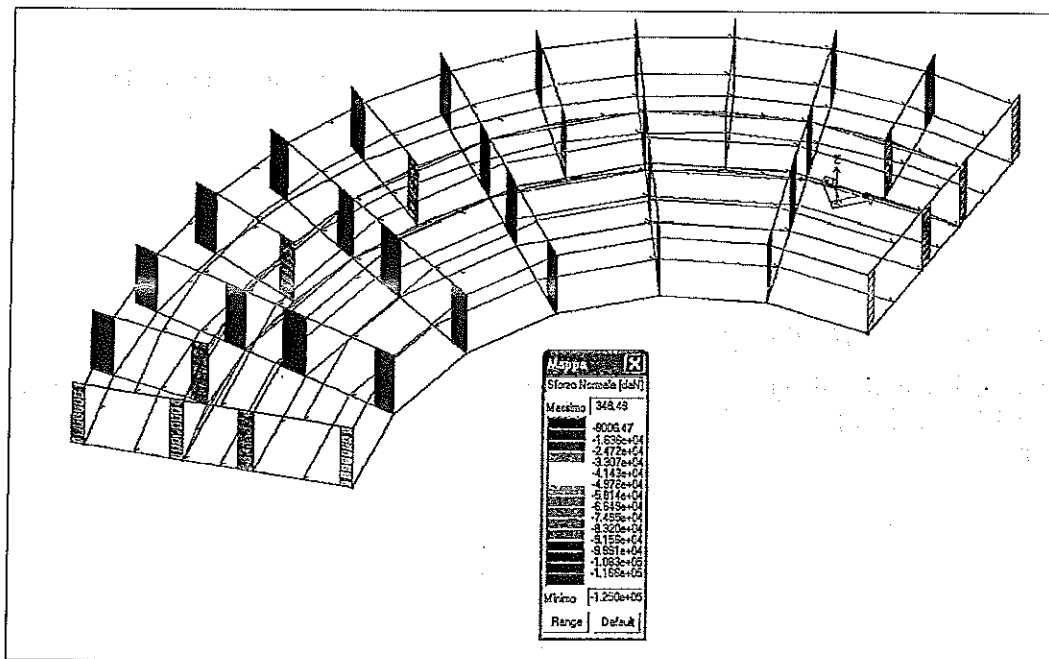


Fig. 6.14 - Diagramma sforzo normale, Edificio 11 – Piano Terra

6.3.2 Sollecitazioni - Rotonde

Si riportano nel seguito i diagrammi di forza normale N per il secondo piano interrato S2 e per il piano terra S0 relativi al corpo 2, al corpo 3,5,7,9 e al corpo 13, ottenuti dalle analisi relative alla seconda fase di indagini.

6.3.2.1 Piano S2 – COMBINAZIONE 2 (SLE)

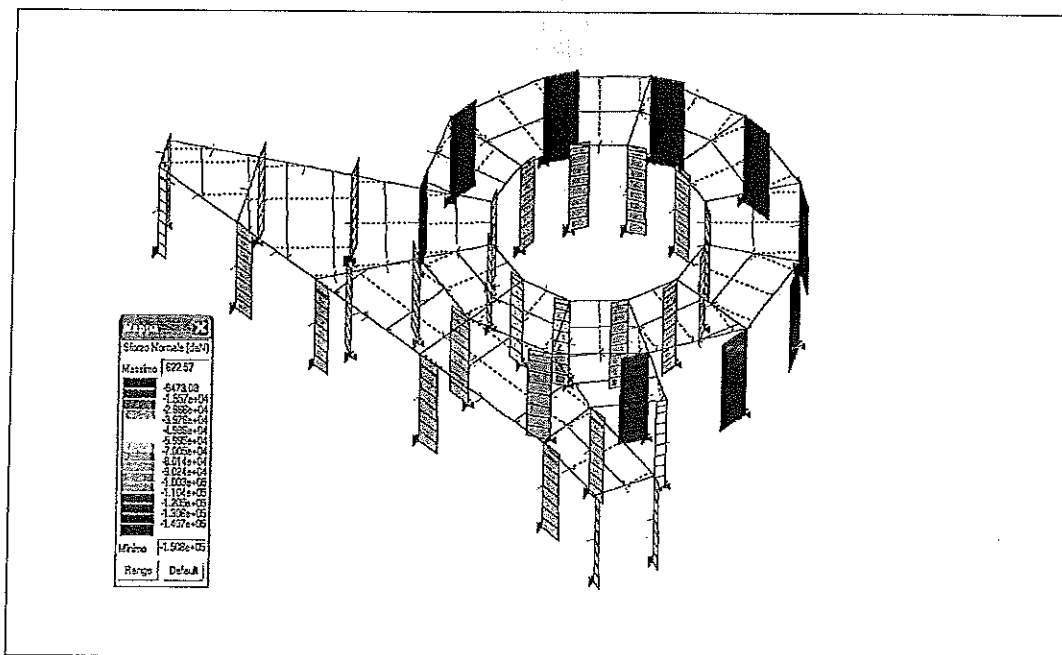


Fig. 6.15 - Diagramma sforzo normale, Edificio 2 – Secondo Piano Interrato

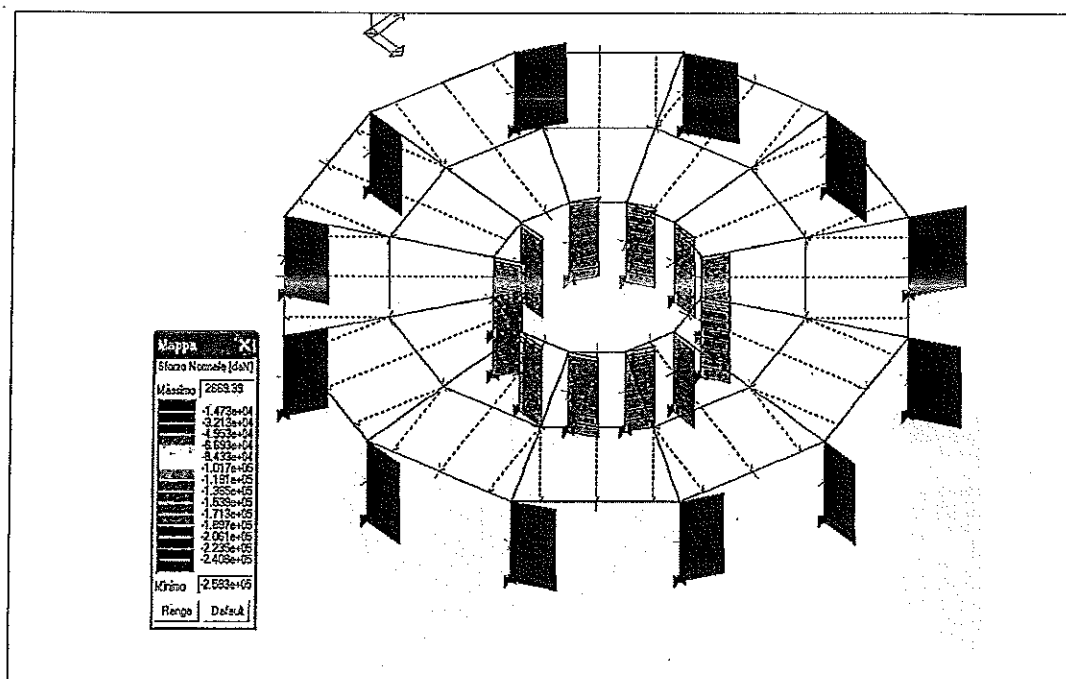


Fig. 6.16 - Diagramma sforzo normale, Edificio 7 – Secondo Piano Interrato

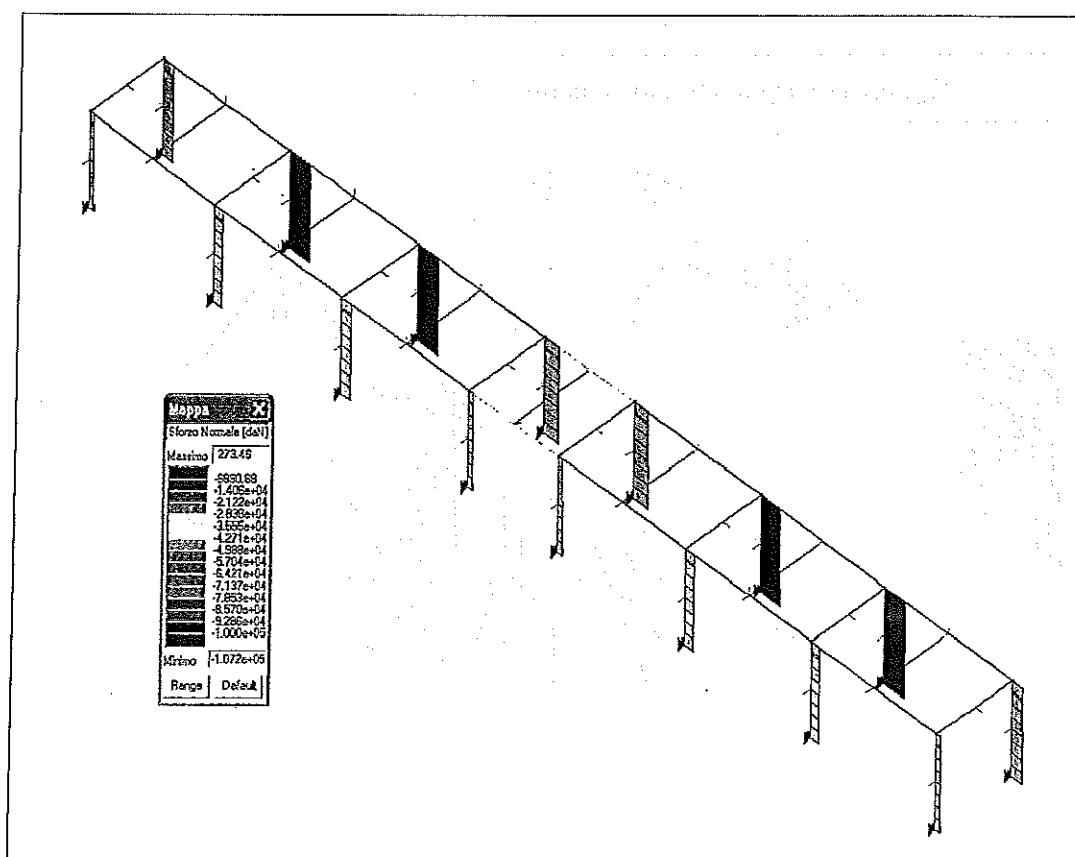


Fig. 6.17 - Diagramma sforzo normale, Edificio 13 – Secondo Piano Interrato

6.3.2.2 Piano S0 – COMBINAZIONE 2 (SLE)

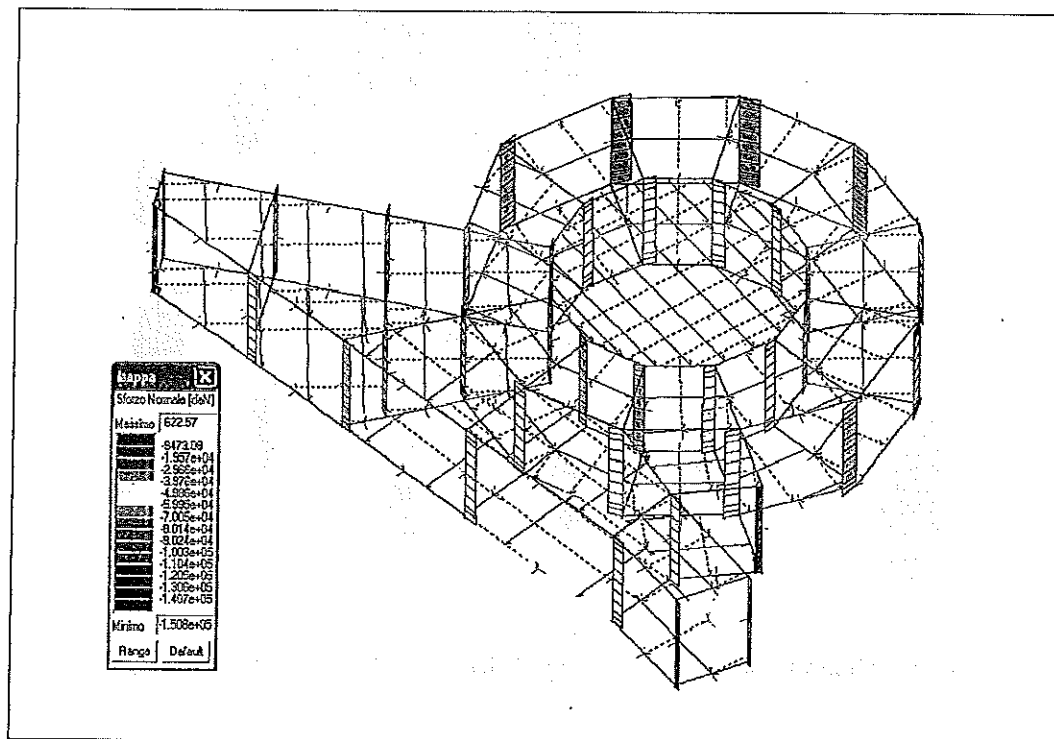


Fig. 6.18 - Diagramma sforzo normale, Edificio 2 – Piano Terra

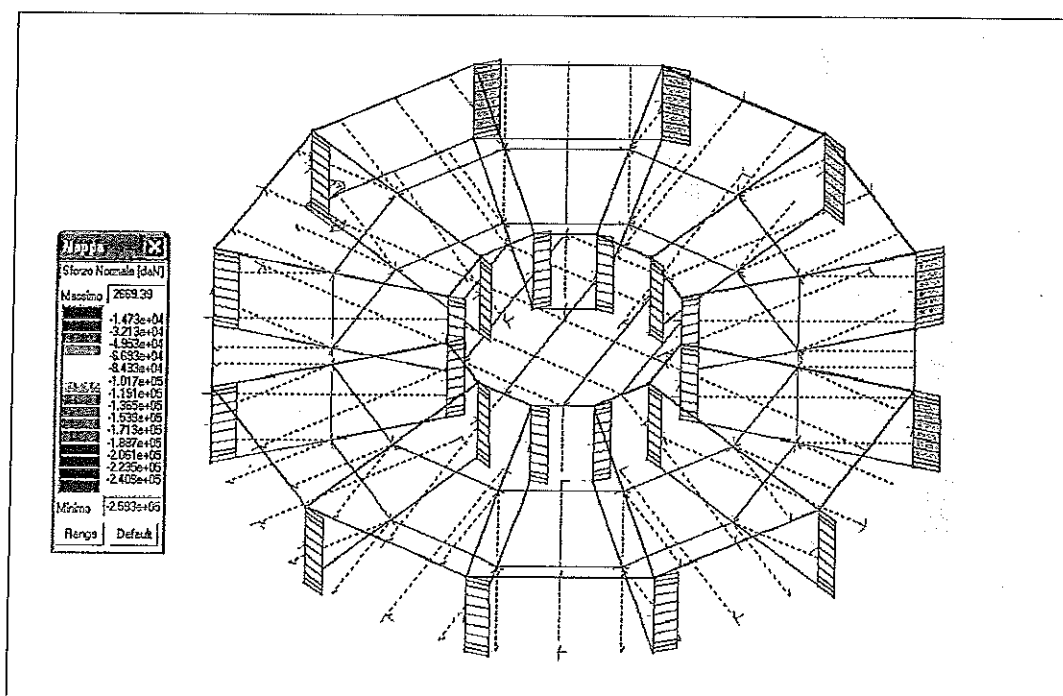


Fig. 6.19 - Diagramma sforzo normale, Edificio 7 – Piano Terra

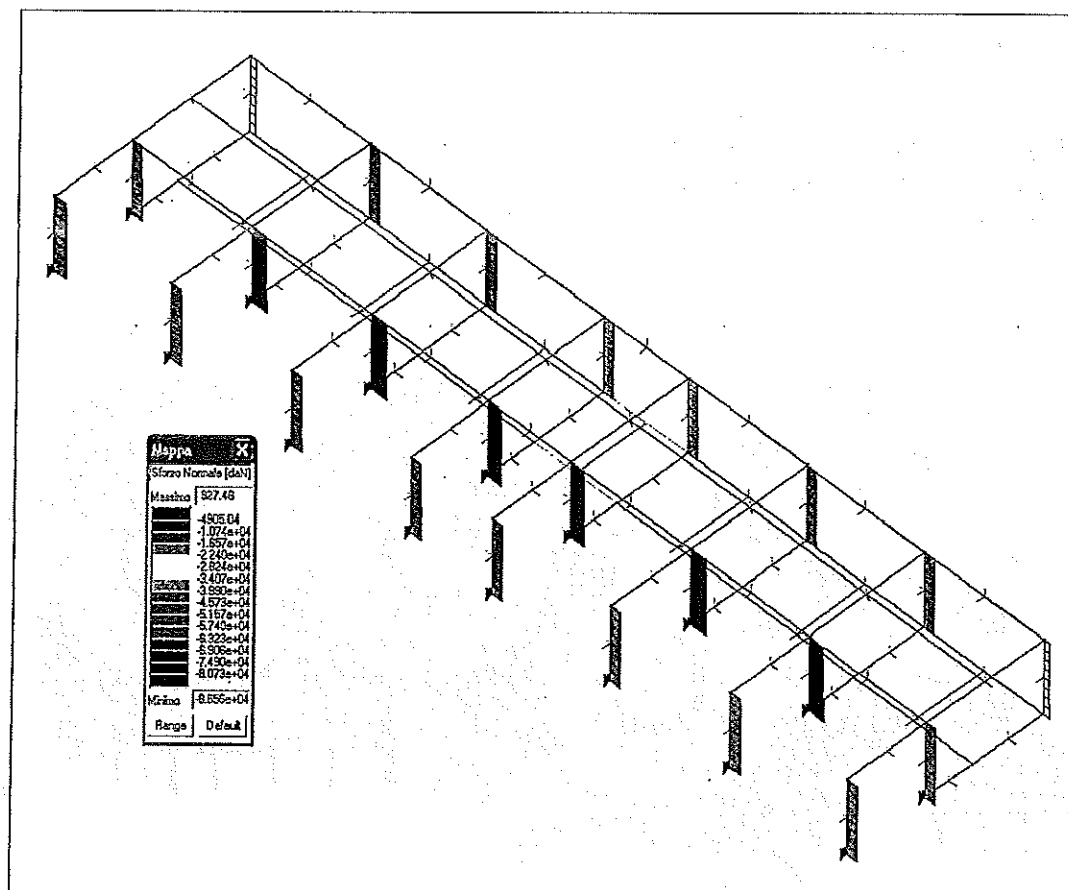


Fig. 6.20 - Diagramma sforzo normale, Edificio 13 – Piano Terra

7 Analisi sezionale

Nelle Figg. 7.1 e 7.2 sono indicate le colonne al secondo piano interrato, oggetto delle nuove analisi svolte; nelle Figg. 7.3 e 7.4 le colonne al piano terra.

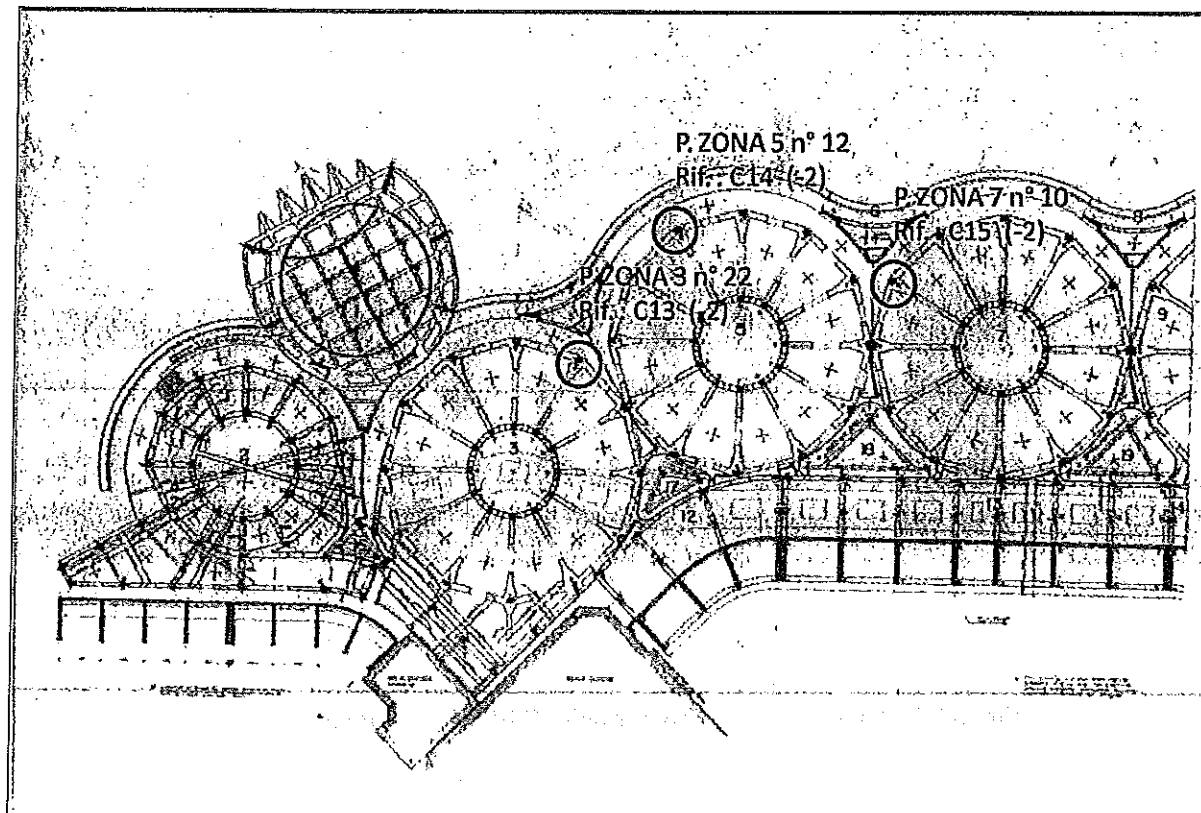


Fig. 7.1 Localizzazione degli elementi sottoposti a verifiche sezionali al piano S2/1°

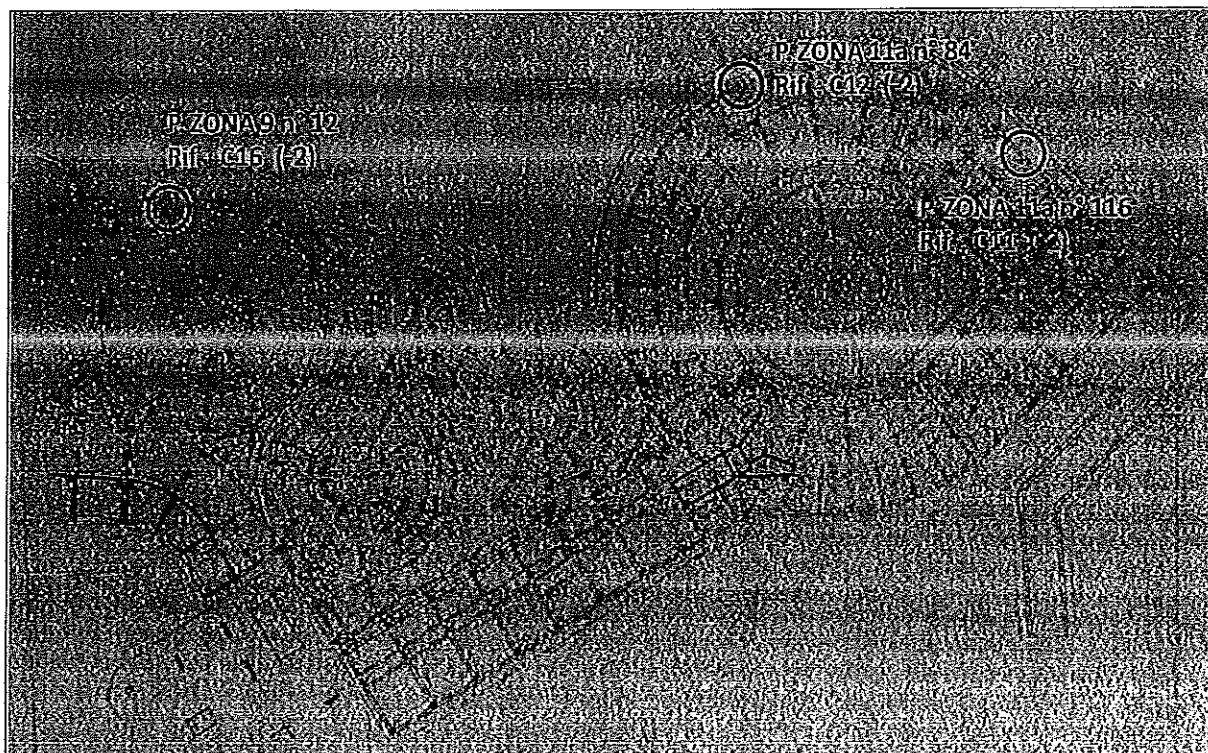


Fig. 7.2 Localizzazione degli elementi sottoposti a verifiche sezionali al piano S2/2°

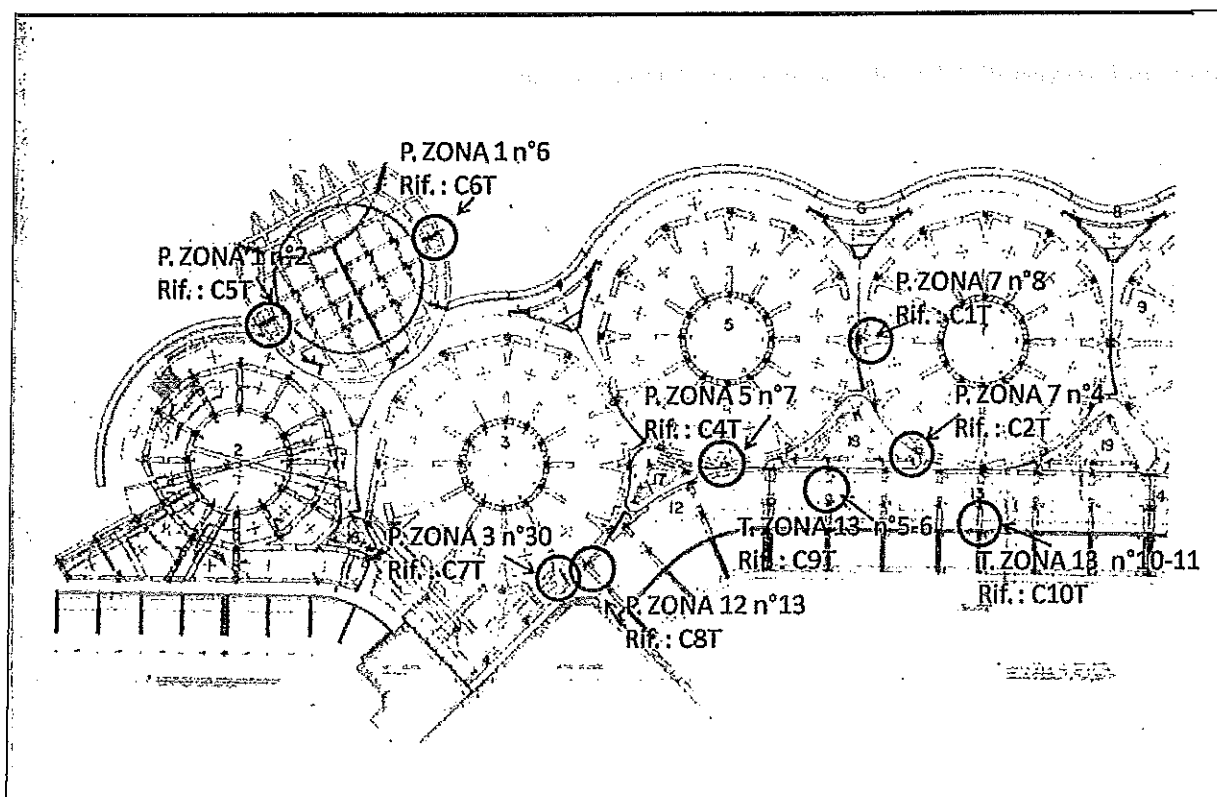


Fig. 7.3 Localizzazione degli elementi sottoposti a verifiche sezionali al piano S0/1°

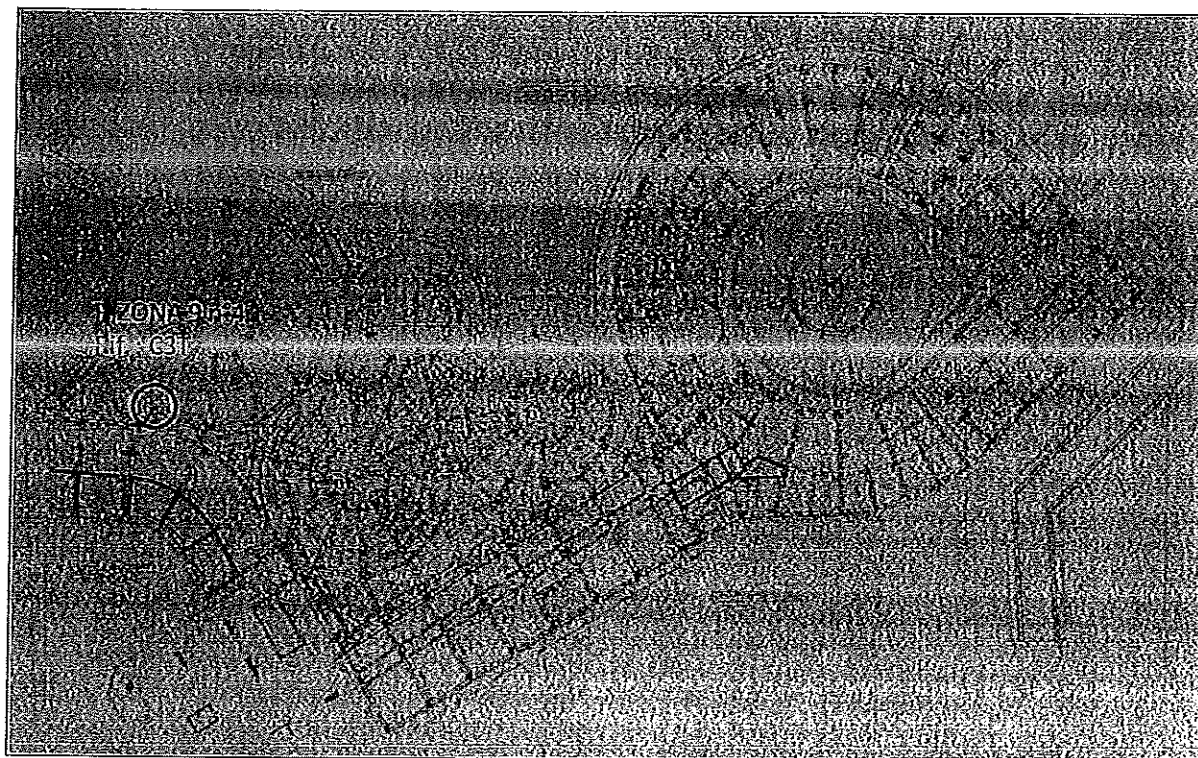


Fig. 7.4 Localizzazione degli elementi sottoposti a verifiche sezionali al piano S0/2°

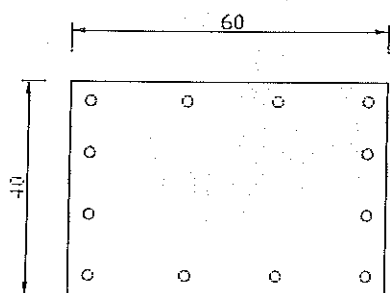
Le sezioni trasversali delle colonne sono riportate nel prosieguo.

Edificio 11 - Col. 84 - Piano S2

$$A_c = 2400 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12\phi 16 = 12 \cdot 2.01 = 24.12 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = \frac{24.12}{2400} = 1\%$$

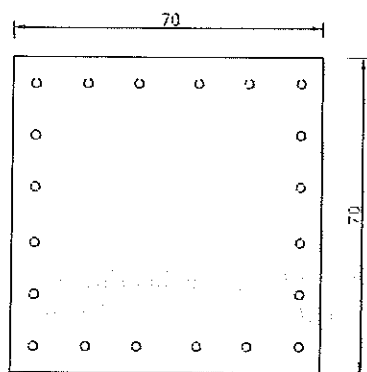


Edificio 3 - Col.22 - Piano S2Edificio 5 - Col.12 - Piano S2Edificio 7 - Col.10 - Piano S2Edificio 9 - Col.12 - Piano S2

$$A_c = 4900 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 20\phi 20 = 20 \cdot 3.14 = 62.83 \text{ cm}^2$$

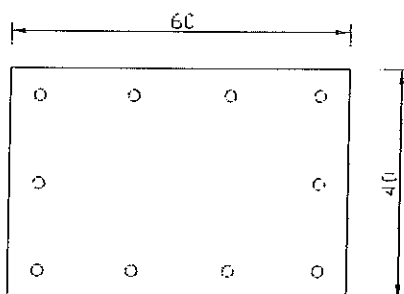
$$\rho_s = \frac{62.83}{4900} = 1.3\%$$

Edificio 7 - Col.8 - Piano S0Edificio 7 - Col.4 - Piano S0Edificio 9 - Col.4 - Piano S0Edificio 5 - Col.7 - Piano S0Edificio 3 - Col.30 - Piano S0

$$A_c = 2400 \text{ cm}^2$$

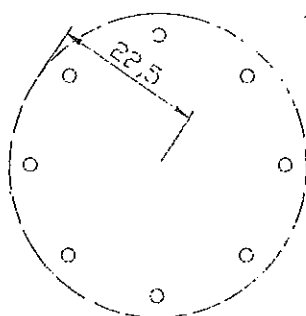
$$A_s = 10\phi 20 = 10 \cdot 3.14 = 31.415 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = \frac{31.415}{2400} = 1.3\%$$



Edificio 13 - Col.5 - Piano S2

Edificio 13 - Col.10 - Piano S2



$$A_c = \pi \cdot 22.5^2 = 1590 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8\phi 20 = 8 \cdot 3.14 = 25.13 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = \frac{25.13}{1590} = 1.6\%$$

Infine, si ricorda che i valori minimi di resistenza a compressione del calcestruzzo nella prima fase di indagini sono stati riscontrati su campioni estratti dalla colonna 30 e dalla colonna 29, Edificio 2, Piano S0.

La colonna 30, a piano terra, ha sezione 40cmx40cm; la colonna 29 ha sezione 35cmx30cm.

Non essendo in possesso, in questo caso, dei disegni delle armature, si ipotizza una percentuale geometrica d'armatura pari a $\rho_s=1\%$.

7.1 Analisi delle tensioni allo stato limite di esercizio - Colonne

Nel seguito si riportano brevemente i diagrammi tensionali relativi alle colonne del secondo piano interrato e a due sezioni tipo del piano terra; i valori medi e massimi delle colonne oggetto delle verifiche sono riportati nella loro interezza nella successiva tabella.

Edificio 11 - Col. 84 - Piano S2

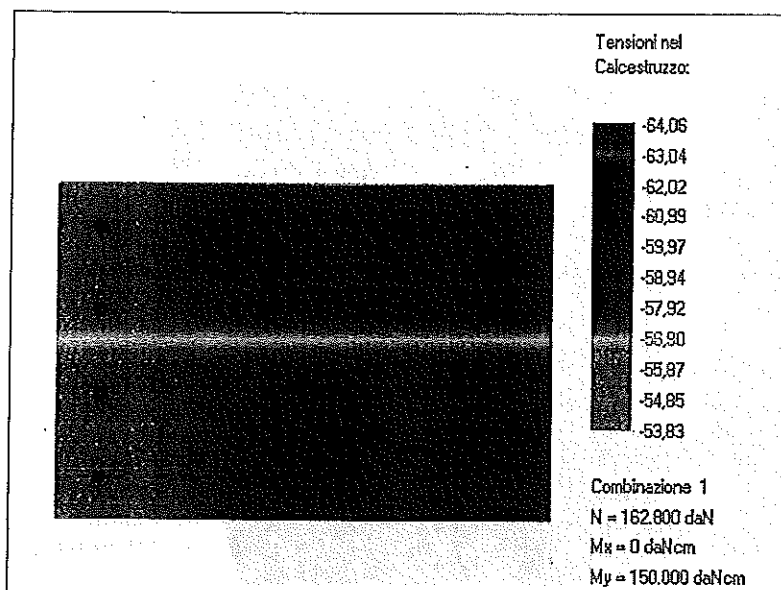


Fig. 7.5 Diagramma tensionale della colonna 84, Edificio 11, Piano S2

Edificio 3 - Col.22 - Piano S2

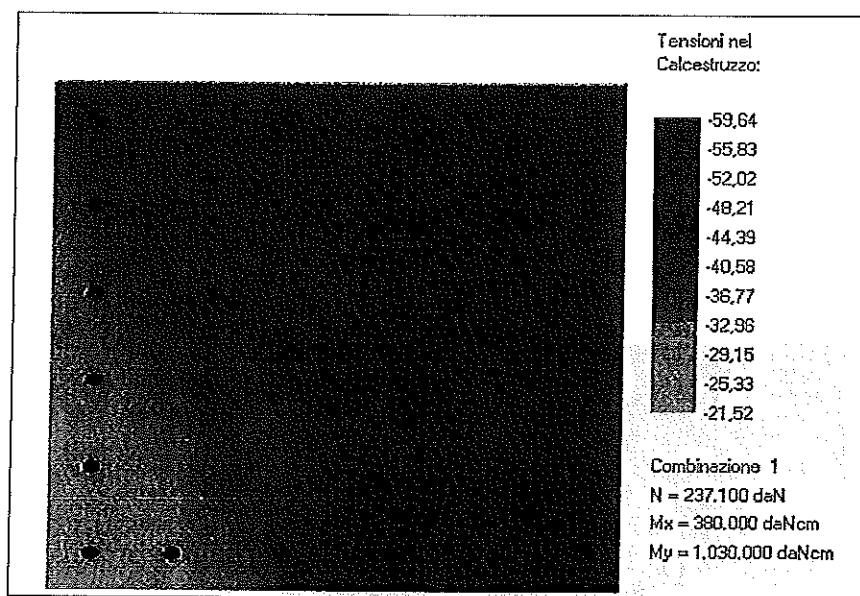


Fig. 7.6 Diagramma tensionale della colonna 22, Edificio 3, Piano S2

Edificio 5 - Col.12 - Piano S2

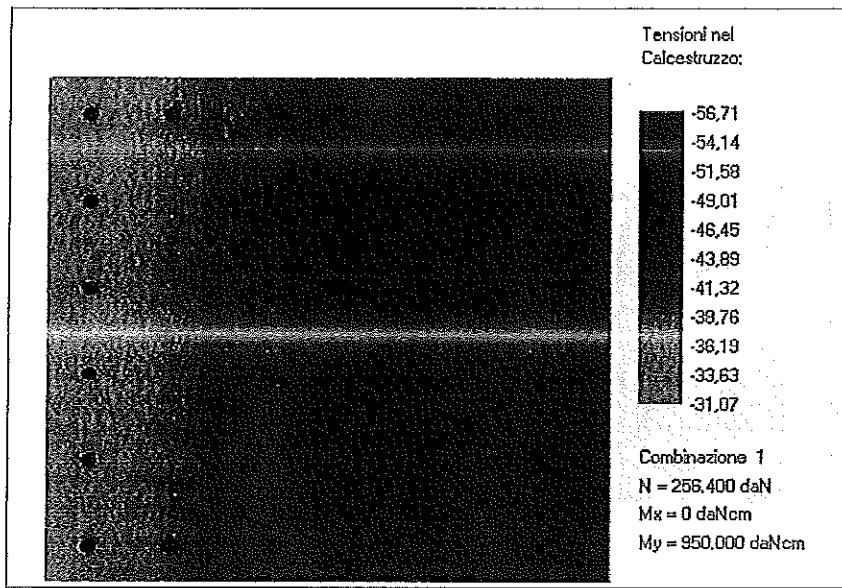


Fig. 7.7 Diagramma tensionale della colonna 12, Edificio 5, Piano S2

Edificio 7 - Col.10 - Piano S2

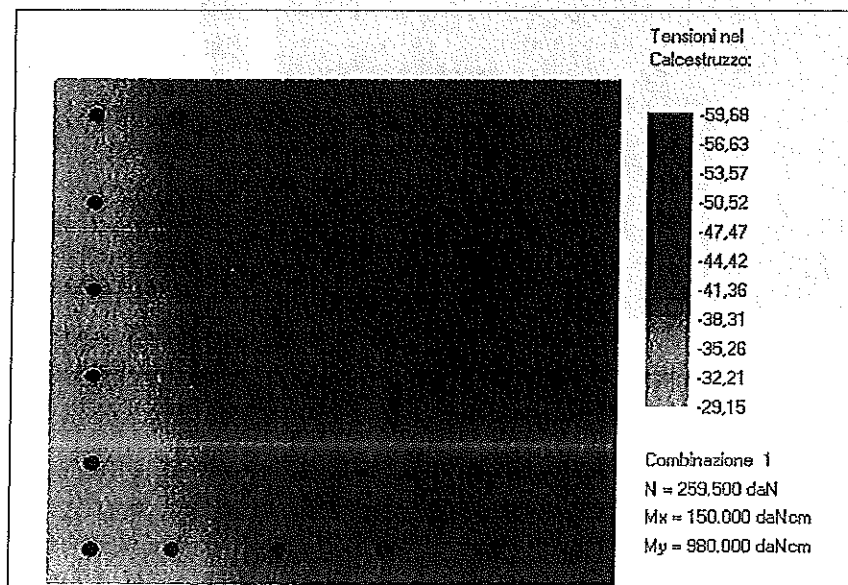


Fig. 7.8 Diagramma tensionale della colonna 10, Edificio 7, Piano S2

Edificio 9 - Col.12 - Piano S2

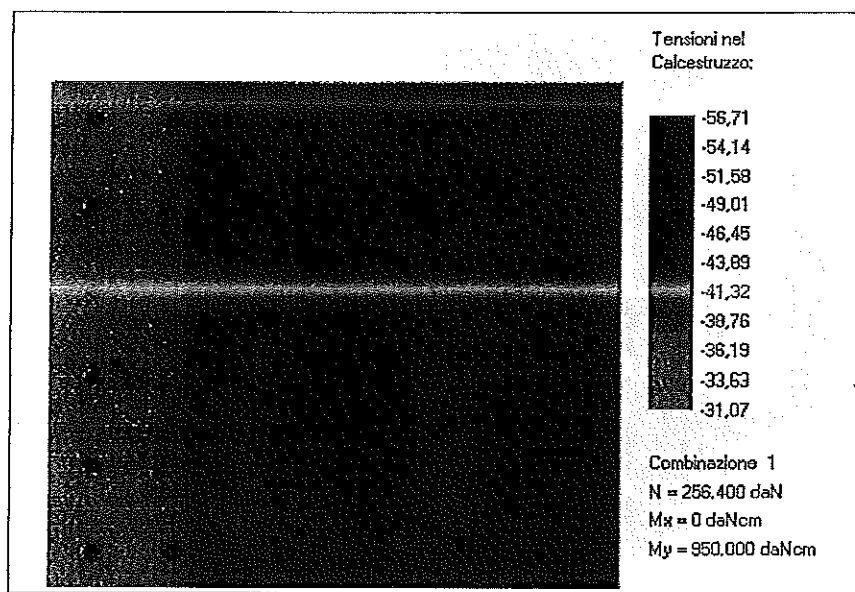


Fig. 7.9 Diagramma tensionale della colonna 12, Edificio 9, Piano S2

Edificio 7 - Col.8 - Piano S0

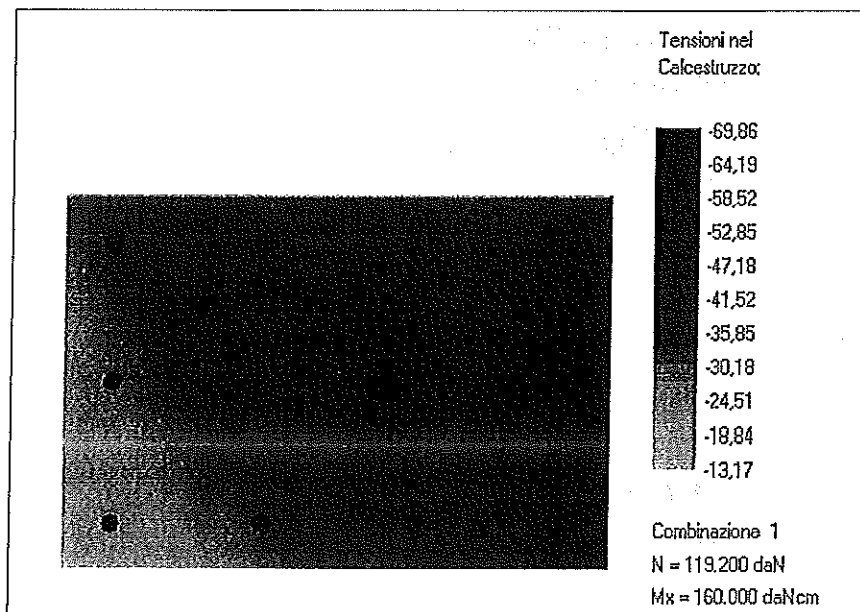


Fig. 7.10 Diagramma tensionale della colonna 8, Edificio 7, Piano S0

Edificio 13 - Col.5 - Piano S0

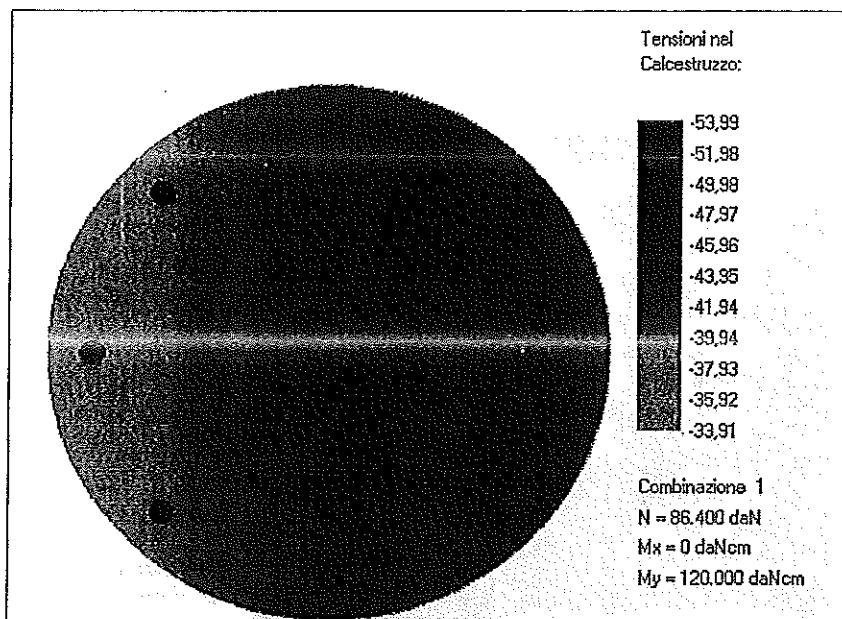


Fig. 7.11 Diagramma tensionale della colonna 5, Edificio 13, Piano S0

Nel seguito si ricavano per le due colonne, già oggetto di prelievi di carote nella prima fase, i valori tensionali sul calcestruzzo.

Edificio 2 - Col.30 - Piano S2

Sforzo Assiale=675 kN;

Area della sezione in calcestruzzo: $A_c=1600\text{cm}^2$;

Percentuale geometrica d'armatura: $\rho_s=1\%$;

Coefficiente di omogeneizzazione: $n=15$.

$$\sigma_{cMED} = \frac{N}{A_c \cdot (1 + n\rho_s)} = \frac{66220\text{kg}}{1600\text{cm}^2 \cdot (1 + 15 \cdot 0,01)} = 36\text{kg/cm}^2$$

Edificio 2 - Col.29 - Piano S2

Sforzo Assiale=455 kN;

Area della sezione in calcestruzzo: $A_c=1050\text{cm}^2$;

Percentuale geometrica d'armatura: $\rho_s=1\%$;

Coefficiente di omogeneizzazione: $n=15$.

$$\sigma_{cMED} = \frac{N}{A_c \cdot (1 + n\rho_s)} = \frac{44640\text{kg}}{1050\text{cm}^2 \cdot (1 + 15 \cdot 0,01)} = 37\text{kg/cm}^2$$

I risultati delle analisi per il piano S2 e S0 sono riportati nella Tab.7.1, in termini di tensione media e massima di compressione; nell'ultima colonna vengono presentati i valori di resistenza a compressione forniti dalle prove di laboratorio su carote estratte.

RISULTATI SU COLONNE

EDIFICIO	PIANO	ELEM. STRUTT.	$\sigma_{C \text{ MED}}$ (kg/cm ²)	$\sigma_{C \text{ MAX}}$ (kg/cm ²)	RESISTENZA MAX COMPR. (kg/cm ²)
11	S2	COL. 84	59,97	64,06	206
3	S2	COL.22	44,39	59,64	193
5	S2	COL.12	46,45	56,71	268
7	S2	COL.10	47,47	59,68	188
9	S2	COL.12	46,45	56,71	191
7	S0	COL.8	47,18	69,86	230
7	S0	COL.4	50,66	84,00	224
9	S0	COL.4	50,66	84,00	219
5	S0	COL.7	50,66	84,00	182
3	S0	COL.30	50,66	84,00	195
13	S0	COL.5	45,96	53,99	249
13	S0	COL.10	45,96	53,99	216

Tab.7.1

Si riportano, inoltre, i valori di compressione media in corrispondenza delle due sezioni con i valori minimi di resistenza del calcestruzzo (prima fase di indagini).

RISULTATI SU COLONNE (prima fase di indagini)

EDIFICIO	PIANO	ELEM. STRUTT.	$\sigma_{C \text{ MED}}$ (kg/cm ²)	RESISTENZA MAX COMPR. (kg/cm ²)
2	S0	COL. 30	36,00	130
2	S0	COL. 29	37,00	135

Tab.7.2

7.2 Analisi allo Stato Limite Ultimo - Colonne

Si prendono in considerazione le colonne oggetto delle precedenti verifiche allo stato limite d'esercizio per le quali si è a conoscenza dei valori sperimentali della resistenza a compressione del calcestruzzo. La tensione di calcolo per il calcestruzzo viene assunta pari alla resistenza a schiacciamento della carota divisa per il coefficiente $\gamma_c=1.5$. Con riferimento ai piani secondo interrato (S2) e terreno (S0) degli edifici 2,3,5,7,9,11,13 risulta quanto segue:

Edificio/piano	Colonna	R_c (MPa)	$f_{cd}=R_c/1.5$ (MPa)
----------------	---------	-------------	------------------------

11 - S2	84	20.2	13.5
3 - S2	22	18.9	12.6
5 - S2	12	26.3	17.5
7 - S2	10	18.4	12.3
9 - S2	12	18.7	12.5
7 - S0	8	22.5	15.0
7 - S0	4	21.9	14.6
9 - S0	4	21.5	14.3
5 - S0	7	19.2	12.8
3 - S0	30	29.3	19.5
13 - S0	5	24.2	16.1
13 - S0	10	21.2	14.1

Nelle Fig. 7.12 - 7.19 si riportano i diagrammi di interazione resistenti Momento (M) – Forza Normale (N) allo stato limite ultimo per le colonne:

- Colonna 84, Edificio 11, Piano S2;
- Colonna 10, Edificio 7, Piano S2;
- Colonna 7, Edificio 5; Piano S0;
- Colonna 10, Edificio 13, Piano S0;

Nelle medesime figure sono riportati i punti rappresentativi dello stato di sollecitazione per le sezioni delle colonne sopracitate. Tali sezioni sono ritenute significative in quanto, in riferimento alle varie tipologie sezionali, si hanno per esse i valori minimi di resistenza.

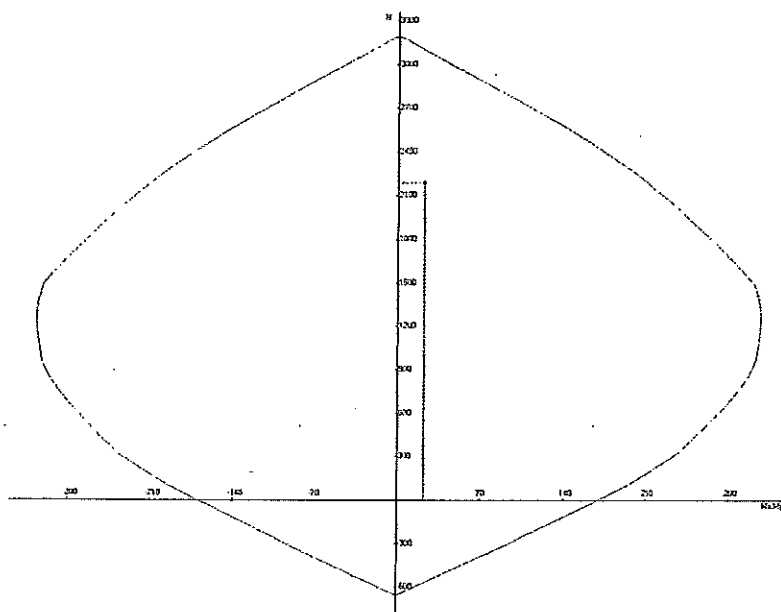


Fig. 7.12 – Col. 84 Edificio 11 Piano S2 – SLU

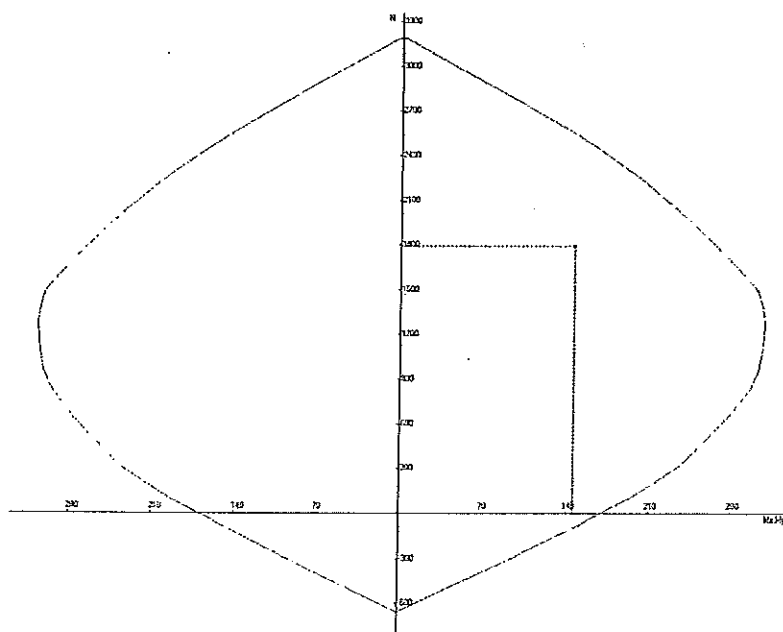


Fig. 7.13 – Col. 84 Edificio 11 Piano S2 – DS ($E=28134 - q=1,5$)

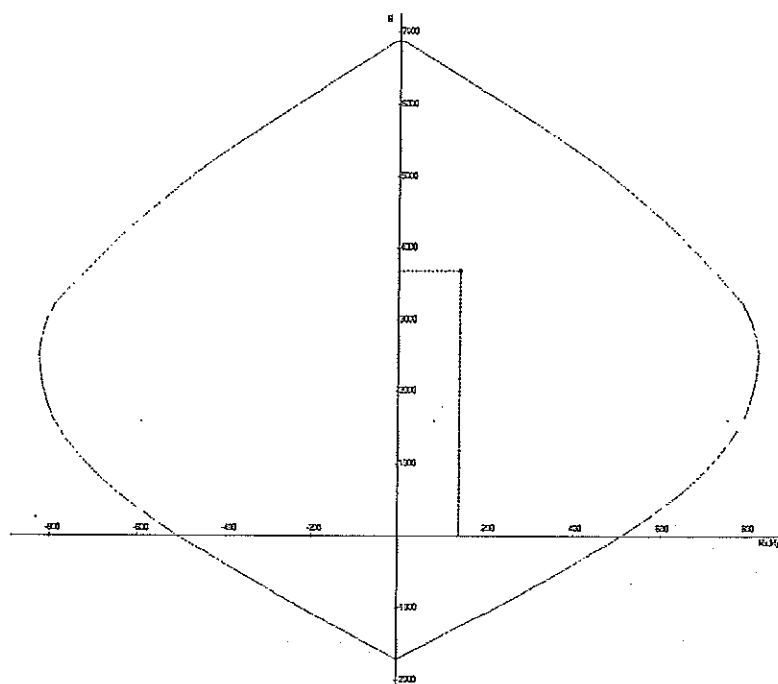


Fig. 7.14 – Col. 10 Edificio 7 Piano S2 – SLU

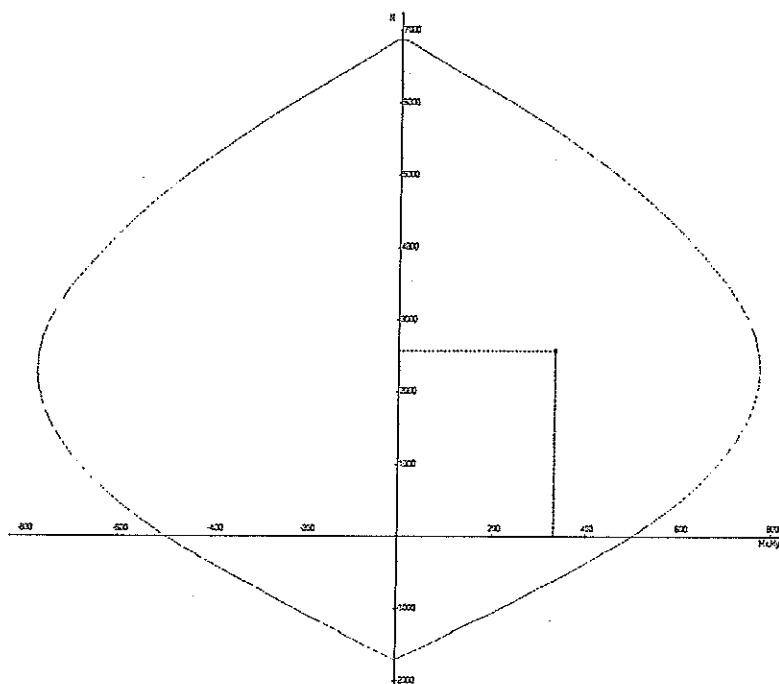


Fig. 7.15 – Col. 10 Edificio 7 Piano S2 – DS ($E=28134 - q=1,5$)

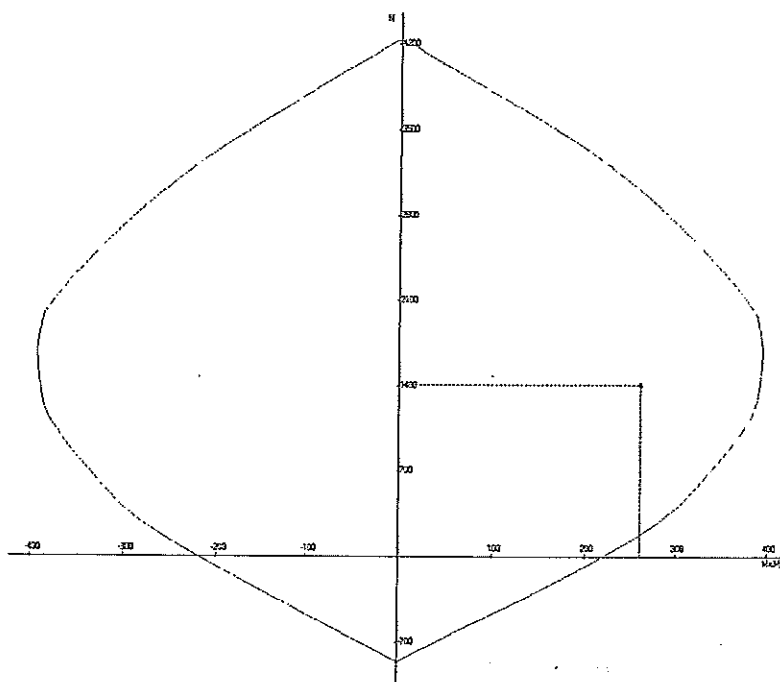


Fig. 7.16 – Col. 7 Edificio 5 Piano S0 – SLU

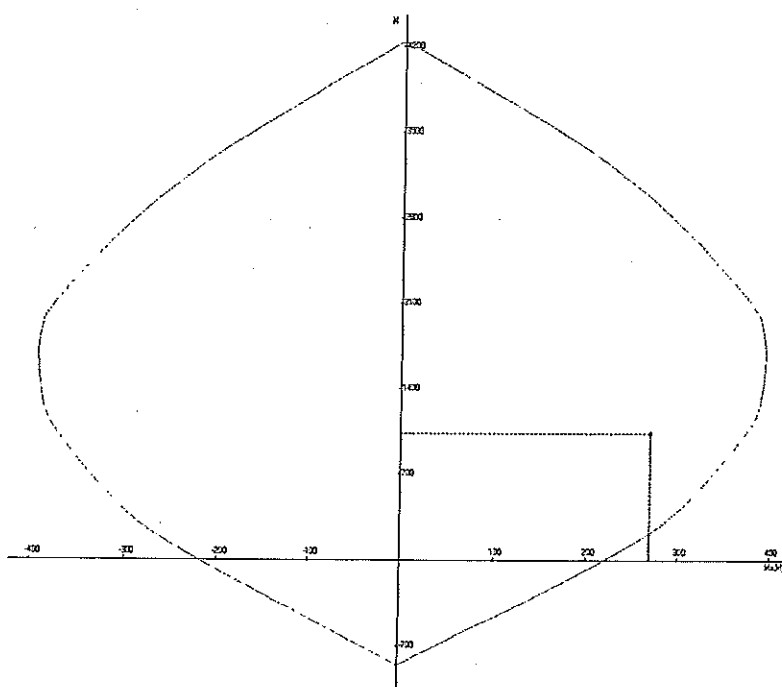


Fig. 7.17 – Col. 7 Edificio 5 Piano S0 – DS ($E=28134 - q=1,5$)

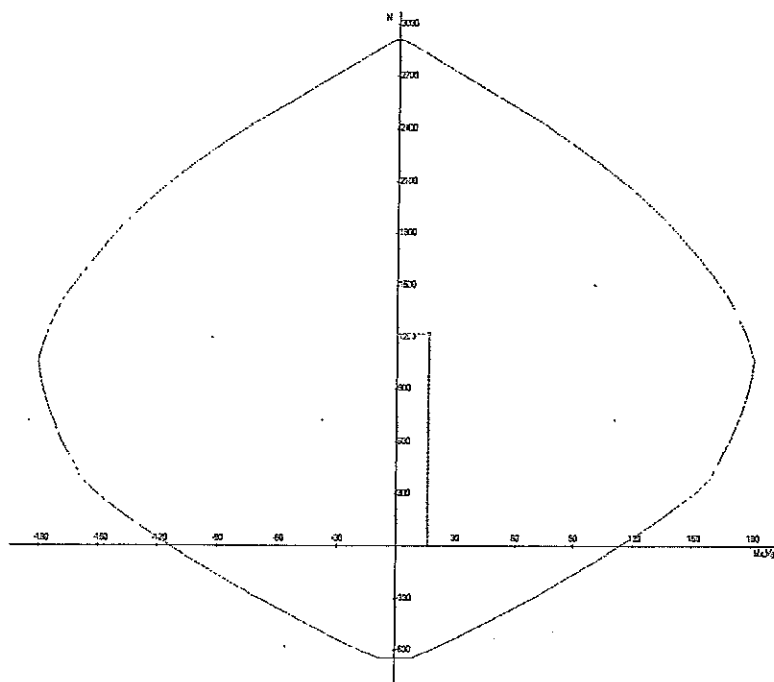


Fig. 7.18 – Col. 10 Edificio 13 Piano S0 – SLU

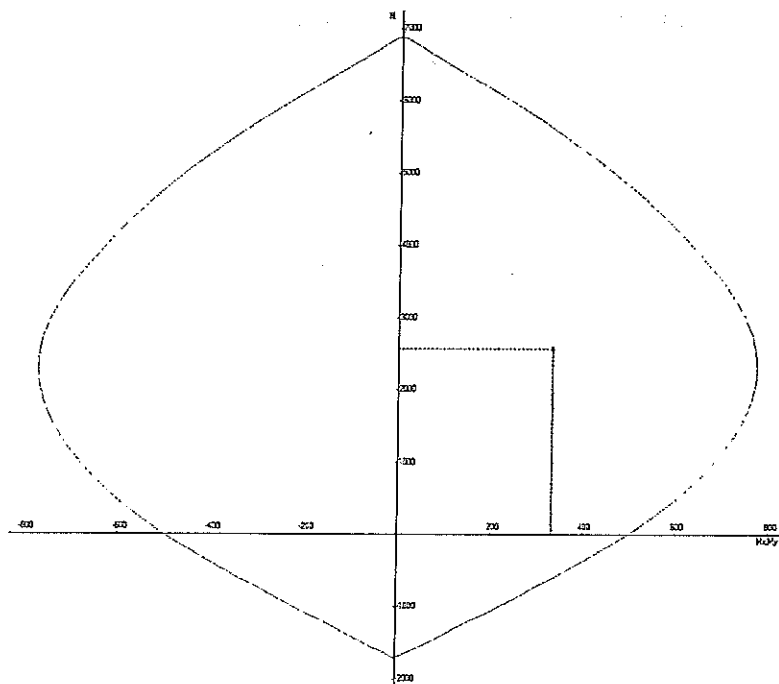


Fig. 7.19 – Col. 10 Edificio 13 Piano S0 – DS ($E=28134 - q=1,5$)

APPENDICE A – ELENCO DELLE NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14/1/2008
- Bozza di Circolare applicativa aggiornata al 7/3/2008. "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni", di cui al D.M. 14/1/2008
- Eurocodice 2 prEN 1992-1.2, 2005 Design of Concrete Structures. Part 1: General rules and rules for buildings
- Ordinanza n. 3431 03/5/2005 "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici".
- Legge del 5.11.1971 n. 1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato e precompresso ed a struttura metallica".
- D.M. del 09/01/1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- Circ. Min. LL.PP. 15/10/1996 n. 252 AA.GG./STC – Istruzioni per l'applicazioni delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996.
- D.M. 16/01/1996 – "Norme tecniche relativi ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

APPENDICE B – RISULTATI DEI TESTS SONREB

Si riportano nel seguito i risultati delle prove SONREB relativi alla seconda campagna di indagini.

Risultati su colonne – Secondo Piano Interrato (S2)

SIGLA	ELEMENTO STRUTTURALE	Velocità m/sec	Indice di rimbalzo	Resistenza SONREB Rs kg/cm ²	Resistenza SONREB Rs N/mm ²
1	PILASTRO	3860	40	285	27,9
2	PILASTRO	3805	40	274	26,9
3	PILASTRO	3735	40	262	25,6
4	PILASTRO	3790	41	281	27,5
5	PILASTRO	3769	40	267	26,2
6	PILASTRO	3837	39	271	26,5
7	PILASTRO	3901	40	293	28,7
8	PILASTRO	3985	39	299	29,3
9	PILASTRO	3725	40	259	25,4
10	PILASTRO	3828	41	288	28,3
11	PILASTRO	3978	40	308	30,2
12	PILASTRO	3987	41	321	31,4
13	PILASTRO	3964	39	294	28,9
14	PILASTRO	4025	41	328	32,2
15	PILASTRO	3788	42	290	28,5
16	PILASTRO	3970	39	296	29,0
17	PILASTRO	3452	39	206	20,2
18	PILASTRO	3483	39	210	20,6
19	PILASTRO	3533	38	210	20,6
20	PILASTRO	3750	39	255	25,0
21	PILASTRO	3799	40	273	26,8
22	PILASTRO	3623	39	233	22,8
23	PILASTRO	3440	39	204	20,0
24	PILASTRO	3749	36	228	22,3
25	PILASTRO	3403	40	205	20,1
26	PILASTRO	3926	33	227	22,3
27	PILASTRO	3924	32	217	21,3
28	PILASTRO	3809	33	210	20,6
29	PILASTRO	3725	34	207	20,3
30	PILASTRO	3842	32	206	20,2

Risultati su colonne – Piano Terra (S0)

SIGLA	ELEMENTO STRUTTURALE	Velocità m/sec	Indice di rimbalzo	Resistenza SONREB Rs kg/cm2	Resistenza SONREB Rs N/mm2
1	PILASTRO	3617	40	240	23,6
2	PILASTRO	3543	36	197	19,3
3	PILASTRO	3572	36	201	19,7
4	PILASTRO	3652	34	196	19,2
5	PILASTRO	3949	41	313	30,7
6	PILASTRO	3773	35	223	21,8
7	PILASTRO	3560	36	199	19,5
8	PILASTRO	3535	36	195	19,2
9	PILASTRO	3542	36	196	19,3
10	PILASTRO	3531	36	195	19,1
11	PILASTRO	3833	40	280	27,4
12	PILASTRO	3801	41	283	27,8
13	PILASTRO	3848	39	272	26,7
14	PILASTRO	3920	39	286	28,1
15	PILASTRO	3615	37	215	21,1
16	PILASTRO	3708	40	257	25,2
17	PILASTRO	3530	39	218	21,4
18	PILASTRO	3448	40	212	20,8
19	PILASTRO	3851	38	264	25,8
20	PILASTRO	3575	37	209	20,5
21	PILASTRO	3713	38	240	23,5
22	PILASTRO	3571	36	197	19,3
23	PILASTRO	3590	41	244	23,9
24	PILASTRO	3628	35	201	19,7
25	PILASTRO	3534	36	195	19,1
26	PILASTRO	3578	36	202	19,8
27	PILASTRO	3619	35	200	19,6
28	PILASTRO	3760	41	275	27,0
29	PILASTRO	3807	39	265	26,0
30	PILASTRO	3724	39	250	24,5
31	PILASTRO	3777	36	232	22,8
32	PILASTRO	3896	38	271	26,6
33	PILASTRO	3625	36	209	20,5
34	PILASTRO	4021	35	263	25,7
35	PILASTRO	3910	36	254	24,9
36	PILASTRO	3649	35	204	20,0
37	PILASTRO	3765	33	204	20,0
38	PILASTRO	3834	35	232	22,8
39	PILASTRO	3545	36	197	19,3
40	PILASTRO	3582	36	202	19,8
41	PILASTRO	3549	36	197	19,4
42	PILASTRO	3529	36	195	19,1
43	PILASTRO	3564	36	200	19,6
44	PILASTRO	3550	36	198	19,4

45	PILASTRO	3845	38	262	25,7
46	PILASTRO	3945	39	291	28,5
47	PILASTRO	3598	35	197	19,3
48	PILASTRO	3735	34	208	20,4
49	PILASTRO	3820	33	212	20,8
50	PILASTRO	3554	36	198	19,4
51	PILASTRO	3513	37	200	19,6
52	PILASTRO	3432	39	202	19,9
53	PILASTRO	3551	36	198	19,4
54	PILASTRO	3592	36	204	20,0
55	PILASTRO	3633	35	202	19,8
56	PILASTRO	3572	36	201	19,7
57	PILASTRO	3523	38	209	20,5

