

Infrastrutture Lombarde spa

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

Allegato 4a : Relazione di Calcolo: Parte Prima



Engineering Consulting & Structural Design

Via Goldoni, 22 – 20129 Milano

A handwritten signature in black ink, appearing to be 'F. Mola', is written over a faint horizontal line.

1. The first part of the report is a general introduction to the subject of the study.

2. The second part of the report is a detailed description of the methods used in the study.

3. The third part of the report is a discussion of the results of the study.

4. The fourth part of the report is a conclusion and a list of references.

5. The fifth part of the report is a list of appendices.

6. The sixth part of the report is a list of figures and tables.

7. The seventh part of the report is a list of footnotes.

8. The eighth part of the report is a list of references.

9. The ninth part of the report is a list of appendices.

10. The tenth part of the report is a list of figures and tables.

11. The eleventh part of the report is a list of footnotes.

12. The twelfth part of the report is a list of references.

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	3
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	4
3	MATERIALI	6
4	ANALISI DELLE AZIONI.....	16
5	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	22
6	ANALISI STRUTTURALE.....	25
7	ANALISI SEZIONALE.....	60
8	CONCLUSIONI.....	104
	APPENDICE A: ELENCO DELLE NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	106

THE
FEDERAL BUREAU OF INVESTIGATION
UNITED STATES DEPARTMENT OF JUSTICE
WASHINGTON, D. C. 20535

MEMORANDUM FOR THE DIRECTOR

SUBJECT: [Illegible]

1. [Illegible]

2. [Illegible]

3. [Illegible]

4. [Illegible]

5. [Illegible]

6. [Illegible]

7. [Illegible]

8. [Illegible]

9. [Illegible]

10. [Illegible]

11. [Illegible]

12. [Illegible]

13. [Illegible]

14. [Illegible]

15. [Illegible]

16. [Illegible]

17. [Illegible]

18. [Illegible]

19. [Illegible]

20. [Illegible]

21. [Illegible]

22. [Illegible]

23. [Illegible]

24. [Illegible]

25. [Illegible]

26. [Illegible]

27. [Illegible]

28. [Illegible]

29. [Illegible]

30. [Illegible]

31. [Illegible]

32. [Illegible]

33. [Illegible]

34. [Illegible]

35. [Illegible]

36. [Illegible]

37. [Illegible]

38. [Illegible]

39. [Illegible]

40. [Illegible]

41. [Illegible]

42. [Illegible]

43. [Illegible]

44. [Illegible]

45. [Illegible]

46. [Illegible]

47. [Illegible]

48. [Illegible]

49. [Illegible]

50. [Illegible]

51. [Illegible]

52. [Illegible]

53. [Illegible]

54. [Illegible]

55. [Illegible]

56. [Illegible]

57. [Illegible]

58. [Illegible]

59. [Illegible]

60. [Illegible]

61. [Illegible]

62. [Illegible]

63. [Illegible]

64. [Illegible]

65. [Illegible]

66. [Illegible]

67. [Illegible]

68. [Illegible]

69. [Illegible]

70. [Illegible]

71. [Illegible]

72. [Illegible]

73. [Illegible]

74. [Illegible]

75. [Illegible]

76. [Illegible]

77. [Illegible]

78. [Illegible]

79. [Illegible]

80. [Illegible]

81. [Illegible]

82. [Illegible]

83. [Illegible]

84. [Illegible]

85. [Illegible]

86. [Illegible]

87. [Illegible]

88. [Illegible]

89. [Illegible]

90. [Illegible]

91. [Illegible]

92. [Illegible]

93. [Illegible]

94. [Illegible]

95. [Illegible]

96. [Illegible]

97. [Illegible]

98. [Illegible]

99. [Illegible]

100. [Illegible]

1 Introduzione

L'ospedale San Gerardo di Monza è composto da edifici che presentano differenti impianti tipologici e diversi schemi strutturali. Oggetto del presente documento riguarda le analisi numeriche, strutturali e sezionali, condotte sugli edifici rispettivamente denominati 'monoblocco', risalente agli anni '60 e 'tenaglia-rotonde', costruito negli anni '70. Le analisi numeriche costituiscono momento basilare di una indagine di carattere generale, articolata in più fasi, avente quale scopo la raccolta di dati sperimentali e numerici atti alla definizione della capacità portante residua delle strutture e alla formulazione di un giudizio circa la loro idoneità a sopportare le sollecitazioni indotte dalla azione sismica di quarta zona.

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. A tale scopo si è operato mediante microscassi in particolare eseguiti nei solai, nelle travi e negli elementi verticali, colonne e setti.

Successivamente sono state progettate ed eseguite indagini mirate alla determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali. A tale riguardo si sono effettuate indagini sui materiali costituenti la struttura ed indagini geotecniche. Per quanto riguarda le indagini sul calcestruzzo si sono effettuate prove di schiacciamento e di carbonatazione su campioni estratti e indagini di tipo sclerometrico-ultrasonico, mentre, relativamente all'acciaio, sono state eseguite prove di resistenza a trazione su barre estratte da alcuni elementi strutturali, dalle quali si sono rilevati i valori della resistenza di snervamento, della resistenza a rottura e dell'allungamento massimo. Relativamente al terreno di fondazione sono stati condotti tre sondaggi con prove SPT e SCPT in foro ed una prova "Down Hole", atta alla caratterizzazione sismica del suolo. I disegni di carpenteria, i risultati relativi alle indagini sul terreno e quelli delle prove di caratterizzazione meccanica del calcestruzzo e dell'acciaio sono riportati rispettivamente negli Allegati 1,2,3.

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, denominata R, ritenuti sufficienti per una esaustiva analisi strutturale. La dislocazione planimetrica degli edifici all'interno del monoblocco e quella della parte di rotonda presa in considerazione sono riportati in Fig.1.1.

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 dei vari edifici, in particolare il DR 22.11.1939-XVIII, n.2229 per gli edifici del monoblocco e la Legge n.1086 (5/11/1971) e successive Norme Tecniche per gli edifici della tenaglia-rotonde. 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

2.1 Il monoblocco

Il monoblocco è un edificio a struttura in calcestruzzo armato a sviluppo longitudinale comprendente 2 piani interrati e 13 piani fuori terra, di cui uno destinato ad alloggiare impianti tecnici.

Come schematicamente illustrato in Fig.2.1, l'edificio è suddiviso in 7 sub-sistemi strutturali da giunti di contrazione, così definiti:

- Edifici A e G, comprendenti 11 telai paralleli e un setto di bordo ciascuno, Fig.2.2;
- Edifici B, D ed F, comprendenti telai ed elementi taglio resistenti, formati dai nuclei scale-ascensori-servizi, Fig.2.3;
- Edifici C ed E, comprendenti 15 telai paralleli, Fig.2.4.

La descrizione dettagliata della geometria dei blocchi si ricava dagli estratti dei disegni esecutivi originali riportati nell'Allegato 1.

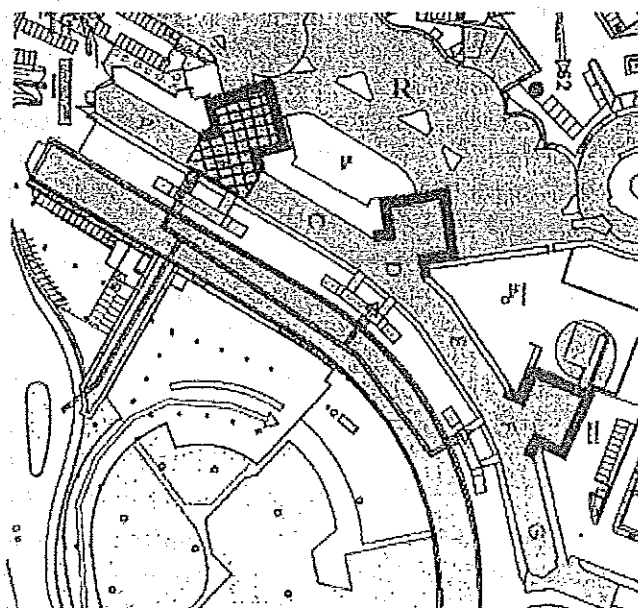


Fig. 2.1 Localizzazione degli edifici

Una caratteristica interessante dell'impianto strutturale di tutti gli edifici riguarda la presenza, fra le quote +8.59m e +10.79m, di una trave di facciata, avente altezza pari a 2.50m. Al disopra della quota +10.79m le colonne di facciata presentano un interasse pari alla metà di quello esistente al disotto di tale quota. La trave di facciata è pertanto deputata a sostenere le colonne poste in posizione intermedia rispetto a quelle sottostanti. Questa caratteristica configura il piano alla quota +10.79m quale piano di scambio per la tessitura delle colonne di facciata.

Per quanto riguarda la tipologia strutturale e la risposta sotto le azioni applicate, gli edifici B,D, F sono fra loro simili così come risultano fra loro simili gli edifici A,G e C,E. Per tale ragione l'analisi strutturale mediante elaboratore è stata condotta solo sugli edifici A, B e C, come riportato in dettaglio nel seguito.

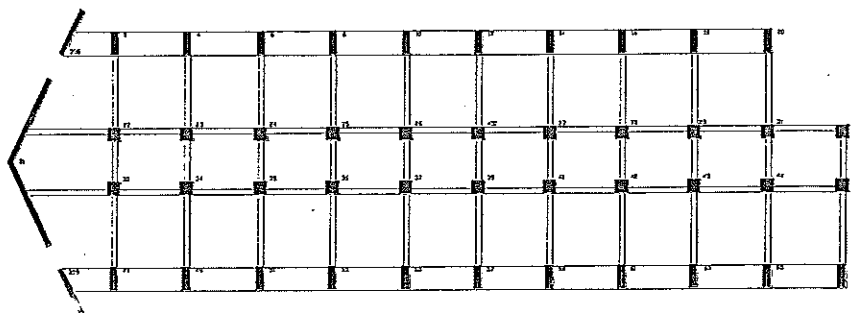


Fig. 2.2 Schematizzazione dell'impianto strutturale dell'edificio A e G

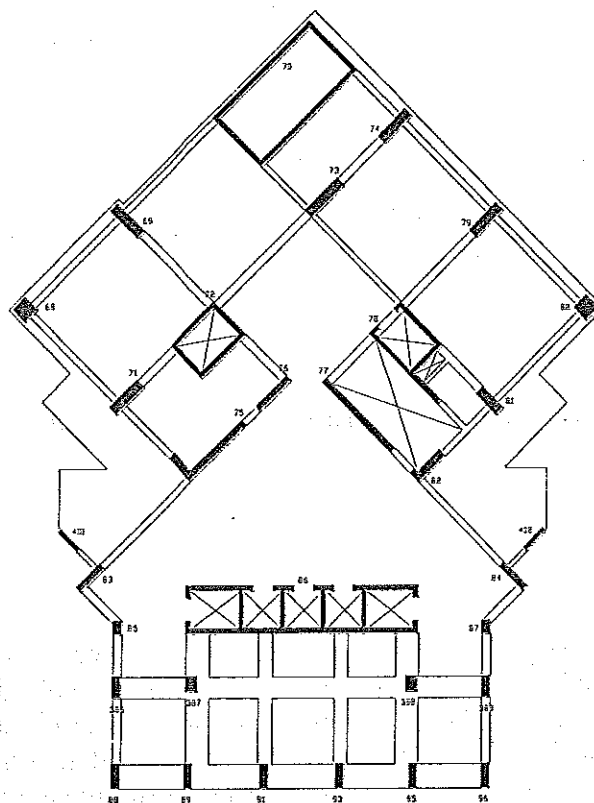


Fig. 2.3 Schematizzazione dell'impianto strutturale dell'edificio B, D ed F

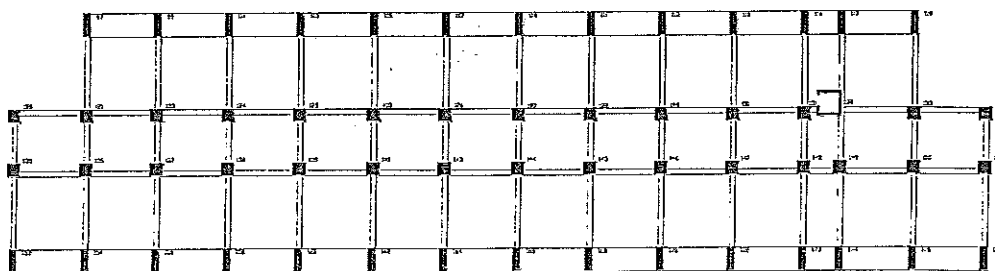


Fig. 2.4 Schematizzazione dell'impianto strutturale dell'edificio C ed E

2.2 L'edificio tenaglia-rotonde

Nella zona retrostante il monoblocco, sono presenti vari edifici a pianta circolare denominati 'tenaglia-rotonde'. Si tratta di edifici a pianta prevalentemente circolare, costituiti da due piani interrati più 4 fuori terra, di cui uno adibito ad alloggiare impianti tecnici. Anche in questo caso, 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 su una parte (arco di circonferenza) del corpo 11, comprendente 7 telai taglio-resistenti, come illustrato in Fig. 2.5.

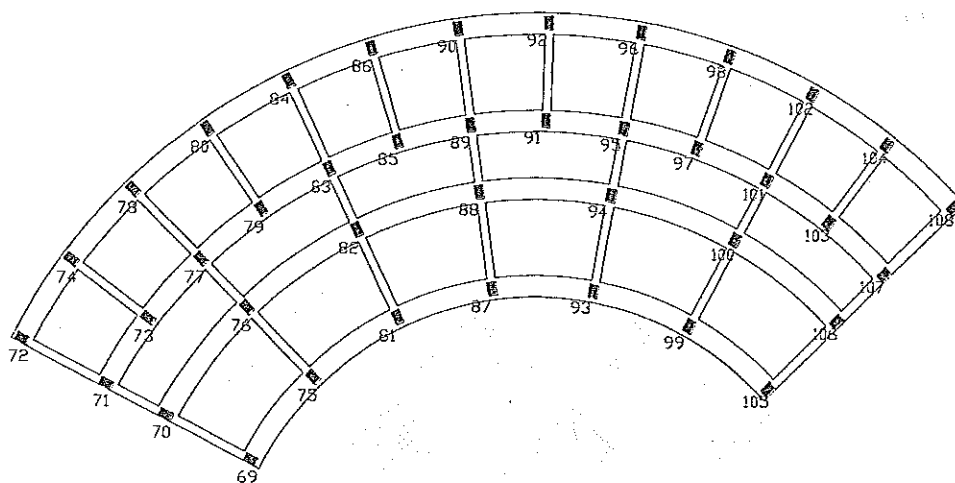


Fig. 2.5. Schematizzazione dell'impianto strutturale dell'edificio R

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 e di misura della profondità di carbonatazione. Relativamente all'acciaio si sono effettuati tests di trazione su barre estratte da alcuni elementi strutturali. 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, a scopo di completezza, si riportano i risultati ottenuti mediante i tests sperimentali.

EDIFICIO A (risultati su colonne – piano terra (S0))

PIANO	ELEM. STRUTT.	VELOCITA' (m/s)	RESISTENZA SONREB (kg/cm ²)	RESISTENZA SONREB (N/mm ²)
TERRA	COL. 2	3429	180	17.7
TERRA	COL. 4	3419	186	18.3
TERRA	COL. 16	3217	118	11.6
TERRA	COL. 18	3529	188	18.4
TERRA	COL. 20	3409	137	13.4
TERRA	COL. 49	3142	109	10.7
TERRA	COL. 51	3297	158	15.5
TERRA	COL. 53	3390	153	15.0
TERRA	COL. 57	3158	113	11.1
TERRA	COL. 61	3117	124	12.1
TERRA	COL. 63	3175	115	11.3
TERRA	COL. 65	3306	140	13.7

Valore medio della resistenza a compressione $R_{cm}=14.1$ MPa

EDIFICIO A (risultati su colonne –primo piano interrato (S1))

PIANO	ELEM. STRUTT.	VELOCITA' (m/s)	RESISTENZA SONREB (kg/cm ²)	RESISTENZA SONREB (N/mm ²)	MODULO ELASTICO (N/mm ²)
S1	COL. 4	3459	198	19.4	
S1	COL. 8	3692	246	24.2	
S1	COL. 10	3376	201	19.7	
S1	COL. 14	3166	152	14.9	
S1	COL. 16	3330	170	16.7	
S1	COL. 23	3435	172	16.8	
S1	COL. 400	3254	185	18.1	
S1	COL. 27	3576	204	20.0	
S1	COL. 28	3230	124	12.1	
S1	COL. 34	3459	180	17.6	
S1	COL. 36	3658	223	21.8	11739.2
S1	COL. 37	3491	185	18.2	
S1	COL. 41	3523	224	21.9	
S1	COL. 42	3131	117	11.4	
S1	COL. 53	3506	222	21.7	
S1	COL. 55	3569	208	20.4	
S1	COL. 57	3227	154	15.1	
S1	COL. 59	3136	129	12.7	
S1	COL. 61	3021	120	11.8	
S1	COL. 63	3174	143	14.0	

Valore medio della resistenza a compressione $R_{cm} = 17.4$ MPa

EDIFICIO A (risultati su colonne-secondo piano interrato(S2))

PIANO	ELEM. STRUTT.	VELOCITA' (m/s)	RESISTENZA SONREB (kg/cm ²)	RESISTENZA SONREB (N/mm ²)	MODULO ELASTICO (N/mm ²)
S2	COL. 4	3342	199	19.5	
S2	COL. 10	3495	222	21.8	
S2	COL. 12	3567	238	23.4	
S2	COL. 14	3539	223	21.9	11812.2
S2	COL. 20	3506	223	21.8	
S2	COL. 22	3165	153	15.0	
S2	COL. 25	3596	239	23.5	
S2	COL. 26	3653	244	23.9	
S2	COL. 400	3615	242	23.7	
S2	COL. 28	3672	230	22.6	
S2	COL. 33	3648	247	24.2	
S2	COL. 35	3382	184	18.1	
S2	COL. 41	3545	230	22.6	
S2	COL. 42	3551	224	22.0	
S2	COL. 43	3446	208	20.4	
S2	COL. 49	3421	206	20.2	
S2	COL. 53	3493	221	21.7	
S2	COL. 55	3394	188	18.5	
S2	COL. 59	3494	198	19.4	
S2	COL. 61	3366	191	18.7	

Valore medio della resistenza a compressione $R_{cm} = 21.1 \text{ MPa}$.

EDIFICIO B (risultati su colonne)

PIANO	ELEM. STRUTT.	VELOCITA' (m/s)	RESISTENZA SONREB (kg/cm ²)	RESISTENZA SONREB (N/mm ²)	CAROTAGGIO (N/mm ²)
10	COL. 68	3162	119	11.7	
8	COL. 68	3351	139	13.6	
6	COL. 68	3326	154	15.1	
4	COL. 68	3419	140	13.7	
2	COL. 68	3553	177	17.4	
0	COL. 68	3787	283	27.7	
S2	COL. 68				
10	COL. 74	3453	196	19.2	
8	COL. 74	3453	148	14.5	15.5
6	COL. 74	3376	152	14.9	
4	COL. 74	3610	193	18.9	18.6
2	COL. 74	3436	150	14.8	
0	COL. 74	3766	179	17.6	
S2	COL. 74				16.4
10	COL. 82	3543	219	21.5	
8	COL. 82	3392	144	14.1	14.7
6	COL. 82	3027	103	10.1	
4	COL. 82	3792	208	20.4	
2	COL. 82	3620	186	18.3	
0	COL. 82	3735	234	23.0	
S2	COL. 82				

Valore medio della resistenza a compressione $R_{cm}=17.03$ MPa

EDIFICIO B (risultati su pareti e nuclei)

PIANO	ELEM. STRUTT.	VELOCITA' (m/s)	RESISTENZA SONREB (kg/cm ²)	RESISTENZA SONREB (N/mm ²)
10	SETTO 70	3425	192	18.8
8	SETTO 70	3629	156	15.3
6	SETTO 70	3462	166	16.3
4	SETTO 70	3554	161	15.8
2	SETTO 70	3293	144	14.1
0	SETTO 70	3533	206	20.2
S2	SETTO 70			
10	SETTO 77	3202	146	14.4
8	SETTO 77	3335	177	17.3
6	SETTO 77	3119	137	13.4
4	SETTO 77	3382	155	15.2
2	SETTO 77	3483	154	15.1
0	SETTO 77	4091	234	22.9
S2	SETTO 77			

Valore medio della resistenza a compressione $R_{cm}=16.60$ MPa

EDIFICIO B (risultati su travi)

PIANO	ELEM. STRUTT.	CAROTAGGIO (N/mm ²)
TERRA	TRAVE 68 SX	22.6
TERRA	TRAVE 68 DX	27.1
TERRA	TRAVE 70	27.1
TERRA	TRAVE 74	28.7
4	TRAVE 68	12.4
4	TRAVE 71	11.8
4	TRAVE 81	12.2
4	TRAVE 82	10.3
8	TRAVE 68	24.9
8	TRAVE 71	22.9
8	TRAVE 81	18.8
8	TRAVE 82	22.0

Valore medio della resistenza a compressione $R_{cm}=20.1$ MPa

EDIFICIO C (risultati su colonne –piano terreno(S0))

PIANO	ELEM. STRUTT.	VELOCITA' (m/s)	RESISTENZA SONREB (kg/cm ²)	RESISTENZA SONREB (N/mm ²)
TERRA	COL. 97	3151	123	12.1
TERRA	COL. 99	3109	107	10.5
TERRA	COL. 101	3372	143	14.1
TERRA	COL.103	3279	144	14.1
TERRA	COL. 105	3344	141	13.8
TERRA	COL. 107	3297	159	15.6
TERRA	COL. 109	3489	189	18.5
TERRA	COL. 111	3324	145	14.2
TERRA	COL. 113	3209	120	11.8
TERRA	COL. 115	3261	141	13.8
TERRA	COL. 116	4042	259	25.4
TERRA	COL. 117	3175	139	13.7
TERRA	COL. 119	2978	96	9.4
TERRA	COL. 154	3316	157	15.4
TERRA	COL. 156	3297	154	15.1
TERRA	COL. 158	3235	156	15.3
TERRA	COL. 160	3209	151	14.8
TERRA	COL. 162	3167	137	13.5
TERRA	COL. 164	3343	161	15.8
TERRA	COL. 166	3226	155	15.2
TERRA	COL. 168	3297	147	14.4
TERRA	COL. 170	3298	142	13.9
TERRA	COL. 172	3236	132	13.0
TERRA	COL. 173	3419	174	17.1
TERRA	COL. 174	3333	137	13.4
TERRA	COL. 176	3270	135	13.2

Valore medio della resistenza a compressione $R_{cm} = 14.5 \text{ MPa}$

EDIFICIO C (risultati su colonne –primo piano interrato (S1))

PIANO	ELEM. STRUTT.	VELOCITA' (m/s)	RESISTENZA SONREB (kg/cm ²)	RESISTENZA SONREB (N/mm ²)
S1	COL. 113	3182	121	11.8
S1	COL. 116	3367	174	17.1
S1	COL. 129	3403	163	15.9
S1	COL. 144	3249	144	14.1
S1	COL. 168	3065	118	11.6
S1	COL. 170	3137	139	13.6
S1	COL. 172	3516	205	20.1

Valore medio della resistenza a compressione $R_{cm} = 14.9 \text{ N/mm}^2$.

EDIFICIO C (risultati su colonne –secondo piano interrato (S2))

PIANO	ELEM. STRUTT.	VELOCITA' (m/s)	RESISTENZA SONREB (kg/cm ²)	RESISTENZA SONREB (N/mm ²)
S2	COL. 107	3395	195	19.1
S2	COL. 119	3421	175	17.1
S2	COL. 120	3457	211	20.7
S2	COL. 121	3528	207	20.3
S2	COL. 122	3226	162	15.9
S2	COL. 124	3465	196	19.3
S2	COL. 127	3193	158	15.4
S2	COL. 128	3123	161	15.8
S2	COL. 130	3251	152	14.9
S2	COL. 133	3218	164	16.1
S2	COL. 136	3458	201	19.7
S2	COL. 138	3487	212	20.8
S2	COL. 139	3175	165	16.2
S2	COL. 140	3711	256	25.1
S2	COL. 141	3567	240	23.5
S2	COL. 142	3369	192	18.8
S2	COL. 143	3265	187	18.3
S2	COL. 145	3388	214	21.0
S2	COL. 146	3279	167	16.4
S2	COL. 147	3251	178	17.4
S2	COL. 154	3602	262	25.7
S2	COL. 156	3492	232	22.7
S2	COL. 158	3483	213	20.9
S2	COL. 160	3409	193	18.9
S2	COL. 166	3804	277	27.2
S2	COL. 172	3499	214	21.0
S2	COL. 173	3729	257	25.2
S2	COL. 174	3447	210	20.6

Valore medio della resistenza a compressione $R_{cm} = 19.8 \text{ MPa}$

EDIFICIO D (risultati sulla colonna 179 lungo il suo sviluppo verticale)

PIANO	ELEM. STRUTT.	VELOCITA' (m/s)	RESISTENZA SONREB (kg/cm ²)	RESISTENZA SONREB (N/mm ²)	CAROTAGGIO (N/mm ²)	MODULO ELASTICO (N/mm ²)
11	COL. 179	3269	125	12.3	10.7	7221.2
10	COL. 179	3235	135	13.2		
9	COL. 179	3401	174	17.1		
8	COL. 179	3325	137	13.4		
7	COL. 179	3138	120	11.8		
6	COL. 179	2730	68	6.7	5.3	
5	COL. 179	3182	106	10.5		
4	COL. 179	3354	138	13.5		
3	COL. 179	3074	95	9.3		
2	COL. 179	3516	166	16.3		
TERRA	COL. 179	3334	141	13.8		
S2	COL. 179	3740	258	25.3		

Valore medio della resistenza a compressione $R_{cm} = 13.6 \text{ MPa}$.

EDIFICIO TENAGLIA-ROTONDE (risultati su colonne – Piano Terra(S0))

PIANO	ELEM. STRUTT.	VELOCITA' (m/s)	RESISTENZA SONREB (kg/cm ²)	RESISTENZA SONREB (N/mm ²)
TERRA	COL. R1	3727	256	25.1
TERRA	COL. R2	3989	249	24.4
TERRA	COL. R3	3745	204	20.0
TERRA	COL. R4	3814	245	24.1
TERRA	COL. R5	3509	214	21.0
TERRA	COL. R6	3674	252	24.7
TERRA	COL. R7	3468	191	18.7
TERRA	COL. R8	3409	140	13.8
TERRA	COL. R9	3319	131	12.8

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

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

Azioni permanenti

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

Azione permanente totale $G_k = \Sigma g_k^{(i)} = 7,70 \text{ kN/m}^2$

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

4.1.2 Scale

Azioni permanenti

Peso proprio della rampa	$g_k^{(1)} = 4,30 \text{ kN/m}^2$
Peso del rivestimento in marmo	$g_k^{(2)} = 1,20 \text{ kN/m}^2$
Peso dell'intonaco	$g_k^{(3)} = 0,20 \text{ kN/m}^2$
Peso della ringhiera	$g_k^{(4)} = 0,30 \text{ kN/m}^2$

Azione permanente totale $G_k = \Sigma g_k^{(i)} = 6,00 \text{ kN/m}^2$

Azioni variabili $Q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$

4.1.3 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

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

4.1.4 Travi di facciata con infissi e pannelli

Azioni permanenti

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

4.2 Azione della neve

In accordo a quanto prescritto nel DM 14.01.2008, la azione della neve sulla copertura viene valutata secondo l'espressione

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

Gli edifici sono ubicati in Zona I – Mediterranea e per essi si assume:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_i = 0,8$$

$$C_E = 1$$

$$C_t = 1$$

da cui:

$$q_s = \mu_i q_{sk} = 0,8 \times 1,50 = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

4.3 Azione del vento

Con riferimento al DM 14.01.2008, la pressione del vento agente in direzione x e in direzione y è data dall'espressione:

$$p = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

con:

q_{ref} pressione cinetica di riferimento

c_e coefficiente di esposizione

c_p coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico)

c_d coefficiente dinamico

Calcolo di q_{ref}

La pressione cinetica di riferimento è data dalla seguente espressione, funzione della velocità di riferimento del vento:

$$q_{ref} = \frac{1}{2} \rho v_{ref}^2$$

ove

v_{ref} = velocità di riferimento del vento (in m/s)

ρ = densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$

Per la Zona I si hanno i seguenti valori:

$$v_{ref,0} = 25 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 1000 \text{ m.}$$

Poiché l'altitudine del sito ove sorge l'edificio è minore di a_0 , la velocità del vento assume il valore:

$$v_{ref} = v_{ref,0}$$

da cui segue

$$q_{ref} = 39,06 \text{ daN/m}^2$$

Calcolo di c_e

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200 \text{ m}$, esso è dato dalla formula:

$$c_e \leq k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e = c_{e,min}$$

per $z < z_{min}$

All'edificio in oggetto corrisponde una classe di rugosità del terreno A e di conseguenza la classe di esposizione V, caratterizzata dai seguenti valori dei parametri:

$$k_r = 0,23$$

$$z_0 = 0,70 \text{ m}$$

$$z_{min} = 12 \text{ m}$$

L'altezza massima della costruzione è pari a circa 47 m.

Ponendo il coefficiente di topografia c_t pari a 1, si determina c_e in funzione della quota:

Z	c_e
4,09	1,48
8,59	1,48
10,79	1,48
14,39	1,60
17,99	1,76
21,59	1,89
25,19	2,01
28,79	2,11
32,39	2,20
35,99	2,28
39,75	2,36
43,51	2,43
47,25	2,50

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]	Z	p [kN/m ²]
4,09	0,69	28,79	0,99
8,59	0,69	32,39	1,03
10,79	0,69	35,99	1,07
14,39	0,75	39,75	1,10
17,99	0,82	43,51	1,14
21,59	0,89	47,25	1,17
25,19	0,94		

Tali valori sono confrontabili con la pressione $p=0,1 \text{ t/m}^2 \approx 1 \text{ kN/m}^2$, utilizzata dal progettista ed assunta costante lungo tutta l'altezza dell'edificio.

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, le prove sperimentali, i cui risultati sono riportati nell'Allegato 2, attestano un suolo di Tipo B.

Spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico è definito attraverso le seguenti relazioni

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

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

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

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

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:

$$\eta = \sqrt{10 / (6 + \xi)}$$

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 i due valori estremi previsti ($q=3$ e $q=1,5$).

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

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

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

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

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

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.

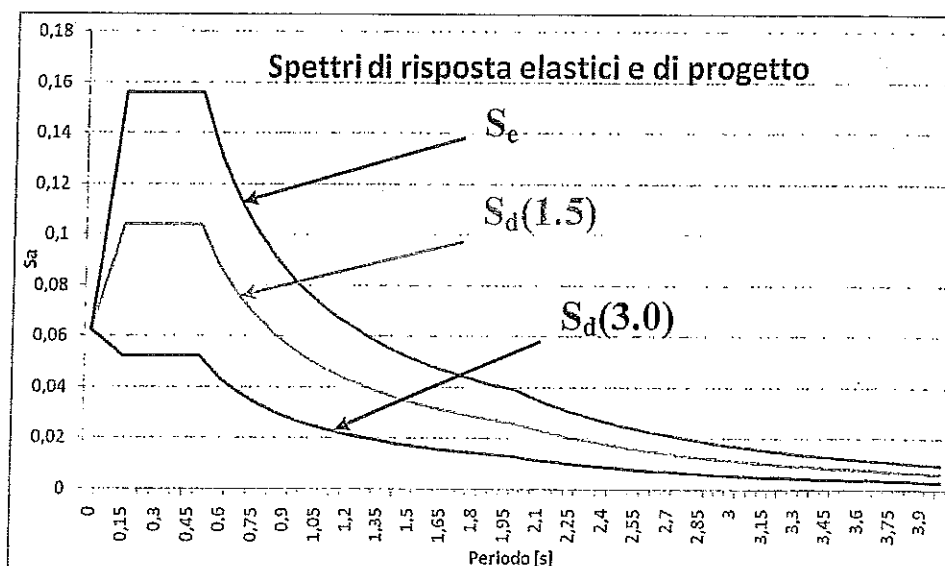


Fig.4.1 Spettro di risposta elastico S_e e spettri di risposta allo SLU valutati per $q=3$ ($S_d(3)$) e per $q=1.5$ ($S_d(1.5)$)

5 Combinazioni delle azioni

5.1 Combinazioni per gli stati limite ultimi

L'espressione di riferimento ha la forma:

$$F_d = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_{q1} \times Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} \gamma_{Qi} \psi_{0i} \times Q_{ki}$$

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
$$F_d = G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} \psi_{0i} \times Q_{ki}$$

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

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

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 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:

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

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

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	0.6	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	0.3	1.0	0.0	0.0
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	0.0	0.3
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 dei vari edifici 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. In particolare, essendosi modellati gli impalcati quali diaframmi rigidi nel proprio piano, i movimenti degli impalcati possono ricondursi a tre spostamenti di cui due traslazionali ed uno rotazionale, per un totale di 45 modi di vibrare. Tenendo peraltro conto che, come indicato al punto 4.5.3. della OPCM si devono considerare modi con almeno il 5% della massa partecipante oppure un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore a 85%, nelle analisi eseguite è stato sufficiente prendere in considerazione i primi 15 modi di vibrare.

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

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

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, sono state eseguite quattro analisi strutturali, in corrispondenza dei valori $q=1,5$ e $q=3$ del coefficiente di comportamento, utilizzando due differenti valori del modulo elastico. Tali valori sono stati calcolati a partire dalla relazione, indicata in EC2:

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

Ricordando che dalle prove sperimentali sugli edifici del monoblocco si evince una resistenza media globale del materiale pari a $R_{cm}=16.87$ MPa ed utilizzando tale valor medio nella relazione

precedente, si ottiene per il modulo elastico il valore $E_{cm} = 22 \cdot 10^3 \left(\frac{16.87}{10} \right)^{0.3} = 25736$ MPa

Dalle 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

$$E_{cm} = 22 \cdot 10^3 \left(\frac{20.50}{10} \right)^{0.3} = 27286$$
 MPa

I due valori dei moduli così determinati sono stati assunti per procedere al primo gruppo di analisi strutturali.

Per il secondo gruppo di analisi di ciascun edificio del monoblocco si è poi assunto per il modulo elastico il valore minimo emerso dalle indagini sperimentali, $E_{cm}^{(s)}=12000\text{MPa}$, all'incirca pari a $\approx \frac{E_{cm}^{(t)}}{2}$. Tale valore, in accordo alle prescrizioni normative, può assumersi nell'analisi per tener conto della rigidezza ridotta degli elementi riferita a condizioni fessurate. Per il secondo gruppo di analisi sul complesso tenaglia rotonde, non disponendo di risultati sperimentali, si è scelto quindi un valore del modulo elastico pari a $\frac{E_{cm}^{(t)}}{2} \approx 14000\text{ MPa}$.

Differenti valori del modulo elastico non modificano i risultati in termini di sollecitazioni dovute ad azioni di tipo statico quali le azioni verticali ed il vento, mentre modificano quelle associate alla azione sismica. Infatti, considerando la relazione:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_{TOR}}{K_{TOR}}}$$

che pone in evidenza la dipendenza del periodo proprio della struttura dai termini M , massa partecipante, e K , rigidezza, si osserva che fra i periodi associati rispettivamente al modulo elastico teorico e a quello sperimentale, vale il rapporto:

$$T(E_{cm}^{(t)})/T(E_{cm}^{(s)})=(E_{cm}^{(s)}/E_{cm}^{(t)})^{0.5}=(12000/25736)^{0.5}=0.68 \text{ per gli edifici del monoblocco;}$$

$$T(E_{cm}^{(t)})/T(E_{cm}^{(s)})=(E_{cm}^{(s)}/E_{cm}^{(t)})^{0.5}=(14000/27286)^{0.5}=0.72 \text{ per la parte dell'edificio del complesso tenaglia-rotonde.}$$

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

EDIFICIO	E [Mpa]	T [s]
A	25736	2,32
	12000	3,41
B	25736	1,94
	12000	2,85
C	25736	2,51
	12000	3,68
ROTONDE	27286	1,76
	14000	2,49

Tab.6.1 Valori del primo periodo al variare del modulo elastico

Nel prosieguo, allo scopo di illustrare più esattamente il comportamento strutturale, vengono riportati, oltre ai valori delle sollecitazioni allo SLE e allo SLU, quelli relativi alle analisi strutturali con combinazioni sismiche effettuate in corrispondenza dei due valori di q ($q=1.5$ e $q=3$), assumendo i due valori di modulo elastico ($E_c=E_c^{(t)}$ ed $E_c=E_c^{(s)}$).

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

6.2 Caratteristiche geometriche e modellazione

6.2.1 Il monoblocco

Le analisi strutturali sul monoblocco hanno interessato i soli edifici A,B,C il cui comportamento si ritiene sufficiente per rappresentare quello dell'intero complesso.

Si tratta di edifici con 2 piani interrati e 13 piani fuori terra che si estendono in altezza dalla quota -9.81m rispetto al piano di campagna sino alla quota +47m riferita allo stesso piano.

Gli edifici A e C hanno ossatura a telai paralleli, mentre l'edificio B comprende anche elementi taglio-resistenti. Dalla quota +10.79 fino alla sommità le colonne di facciata presentano un interasse dimezzato rispetto ai piani inferiori. Ciò è reso possibile dalla presenza di travi longitudinali di facciata aventi altezza 2.50m, agenti quali elementi di scambio.

L'orditura dei solai è di tipo bidirezionale nell'edificio B e nei piani interrati degli edifici A e C; monodirezionale nei piani fuori terra degli edifici A e C.

Le strutture sono state modellate mediante elementi bidimensionali del tipo lastra-piastra per quanto concerne i setti, le pareti, i nuclei ed in generale gli elementi taglio-resistenti mentre per le travi e le colonne si sono utilizzati elementi monodimensionali tipo trave. Le strutture di fondazione non sono state oggetto di modellazione. Esse semplicemente forniscono vincolo di incastro per gli elementi verticali.

I solai sono stati infine modellati utilizzando elementi bidimensionali di tipo membranale aventi uno spessore equivalente di calcestruzzo pari a 12 cm onde mantenere l'identità fra le masse di tali elementi e quella dei solai reali, aventi composizione di tipo latero-cementizia.

Allo scopo di meglio illustrare gli aspetti connessi alla modellazione degli edifici vengono di seguito riportate per ognuno degli edifici A,B,C, la pianta, le viste frontali e laterali e la compagine assonometrica dei rispettivi modelli strutturali.

6.2.2 Il 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. Le analisi strutturali sono state pertanto eseguite prendendo in considerazione una porzione del complesso delle rotonde, denominato Edificio R, 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 circolarziali 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 circolarziali e le sette linee radiali principali. In particolare nelle direzioni circolarziali 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 circolarziali 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 circolarziali di maggiore lunghezza, da sei telai complementari a due campate. La particolare tessitura dei telai formanti l'ossatura dell'edificio è dettata dalla necessità di mantenere limitate le luci delle travi disposte in direzione circolarziale. Ciò ha richiesto l'inserimento dei telai intermedi complementari a due campate disposti nelle zone delimitate dalle due direttrici longitudinali di maggiore lunghezza. 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, largamente inferiore a quella degli edifici del monoblocco. La modellazione dell'edificio è stata condotta utilizzando esclusivamente elementi monodimensionali tipo trave per quanto concerne le colonne e le travi e la 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.

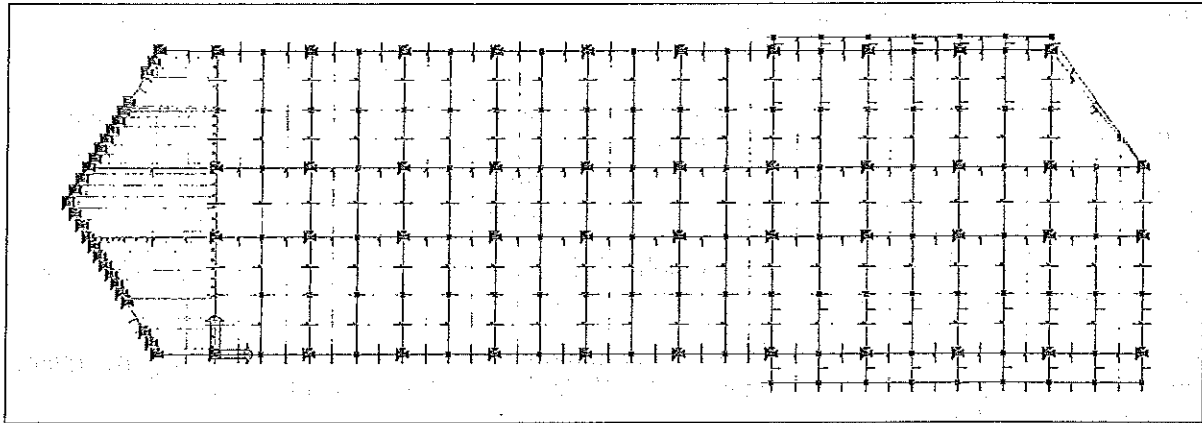


Fig. 6.1 Pianta Modello A

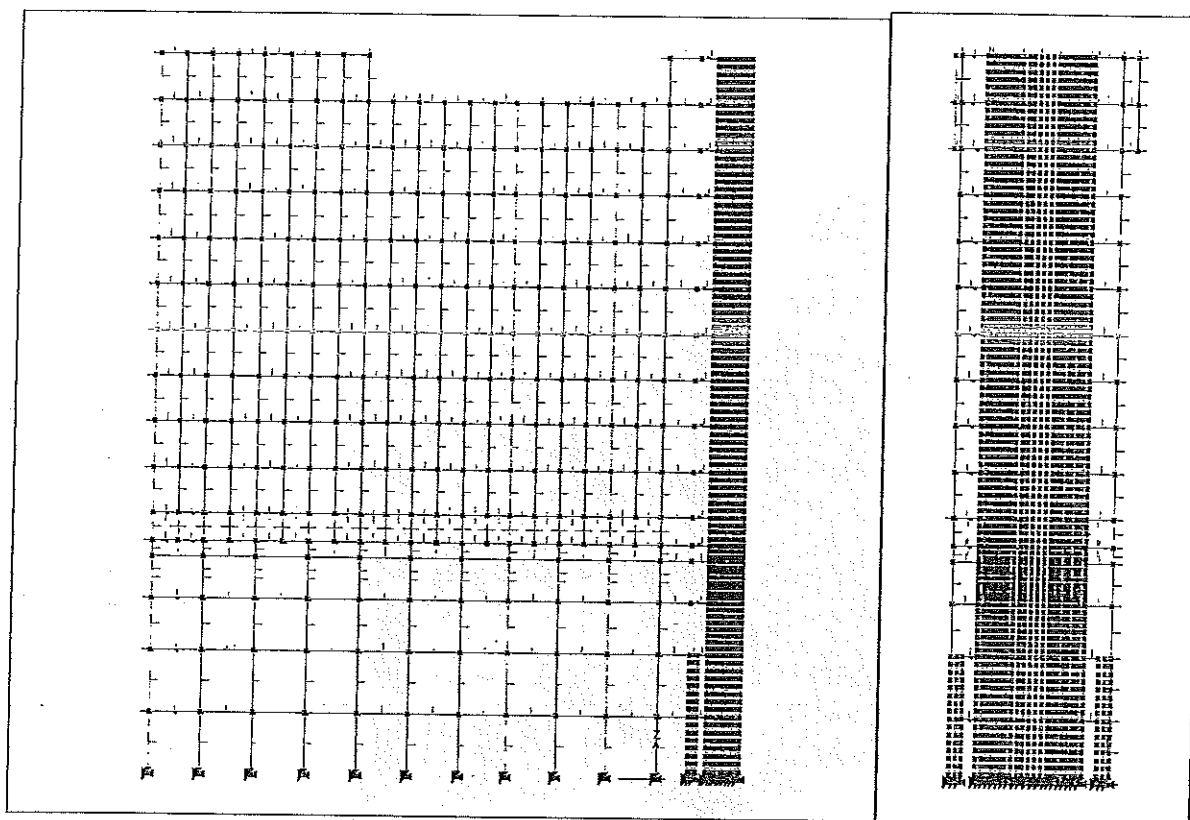


Fig. 6.2 Vista Laterale Modello A

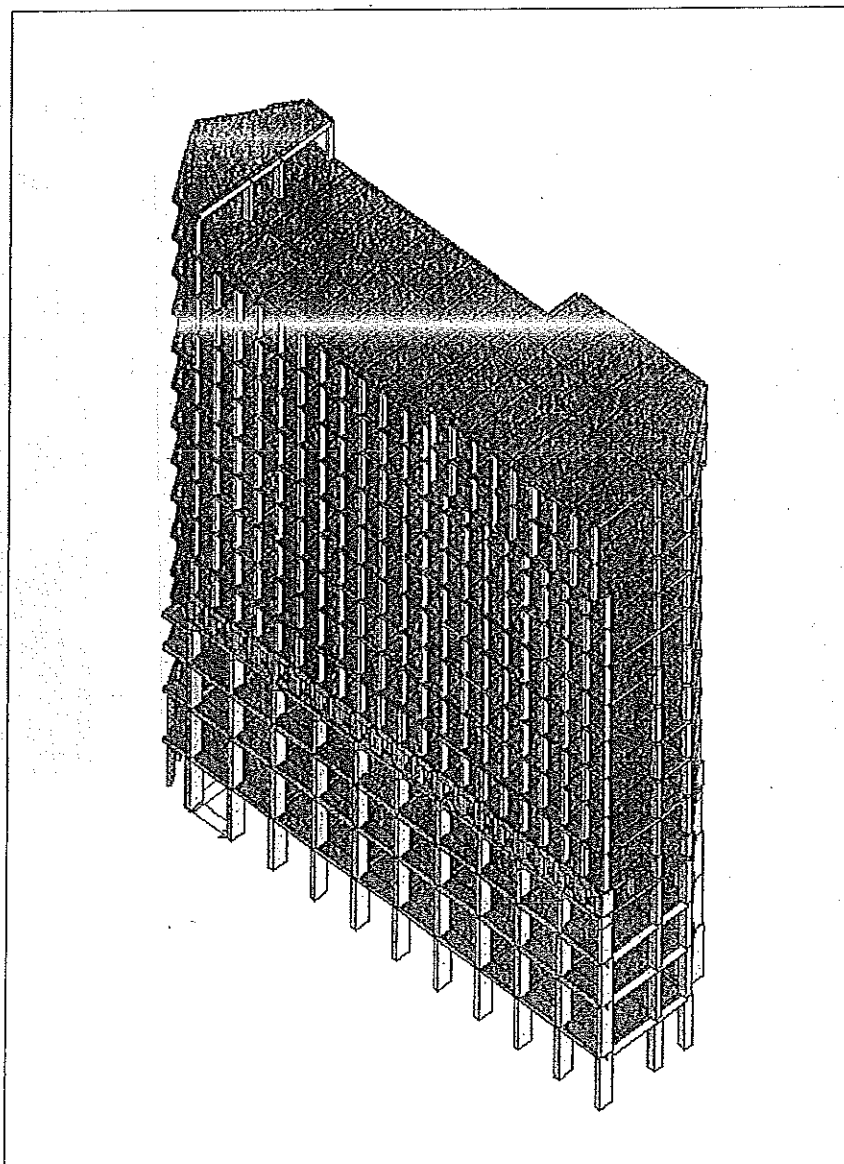


Fig. 6.3 Assonometria Modello A

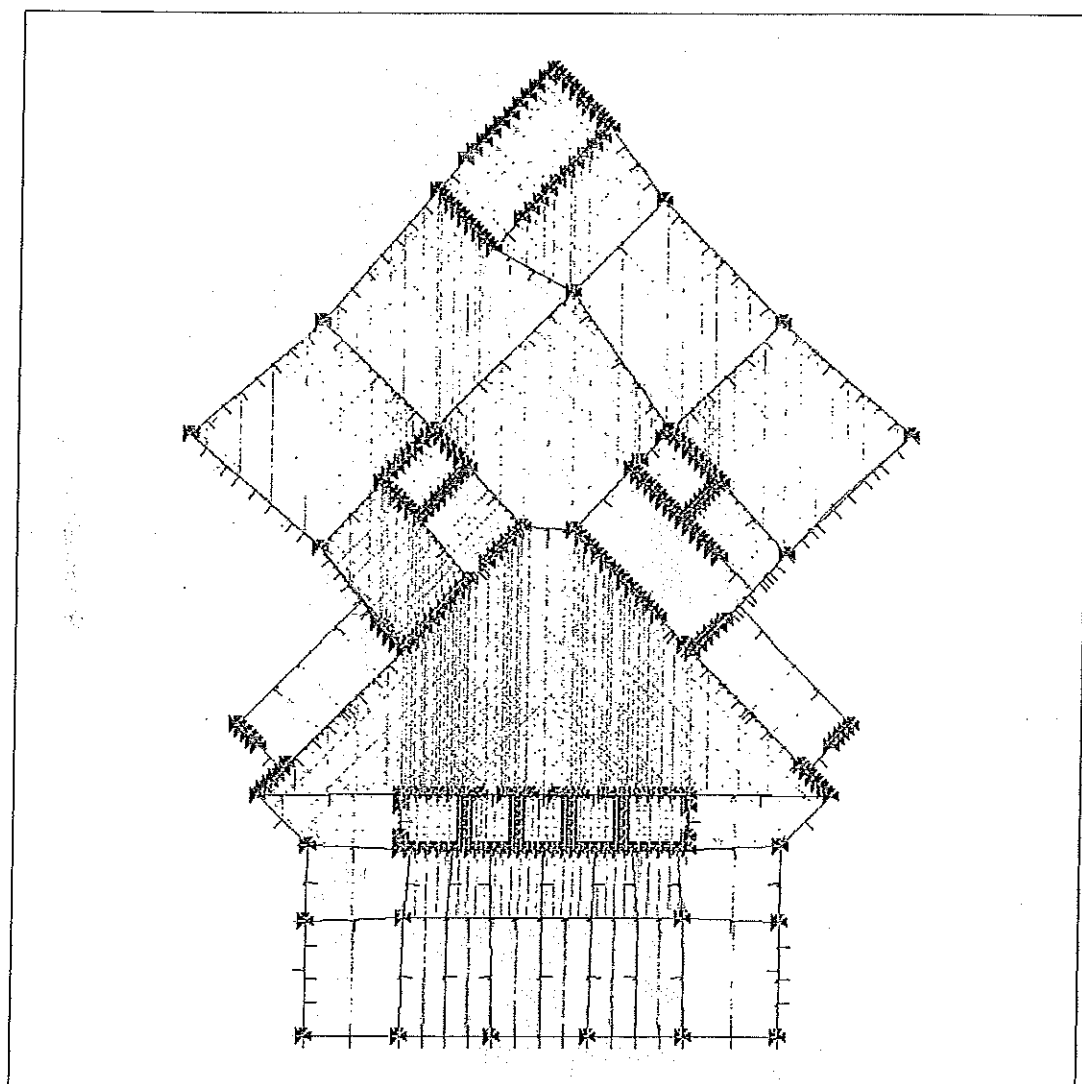


Fig. 6.4 Pianta Modello B

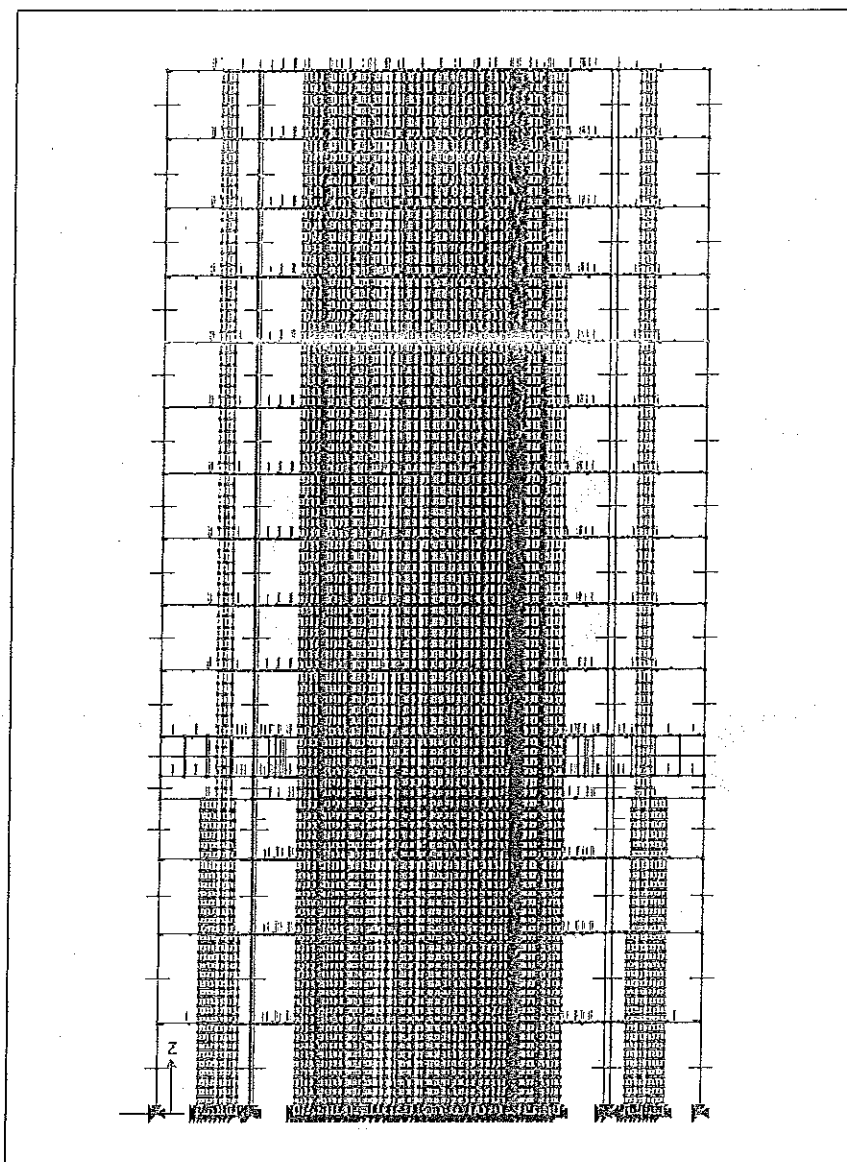


Fig. 6.5 Vista Laterale Modello B

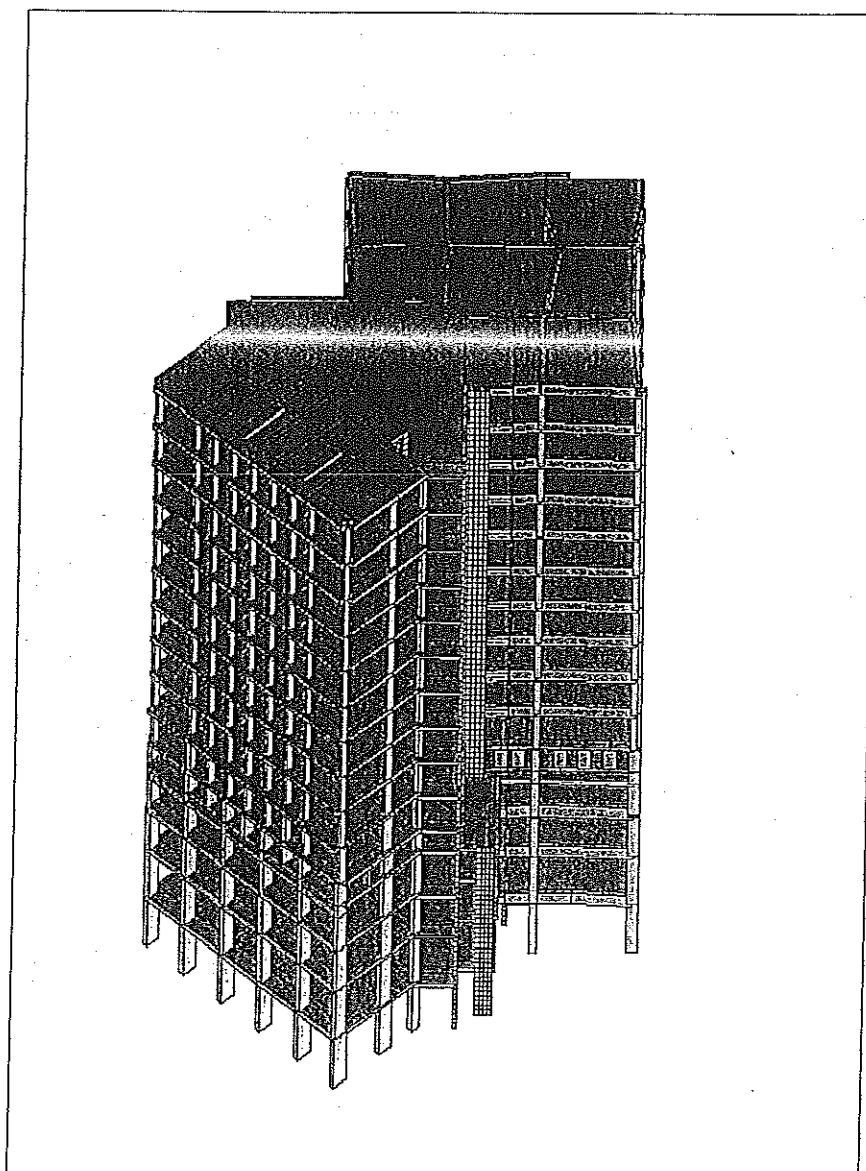


Fig. 6.6 Assonometria Modello B

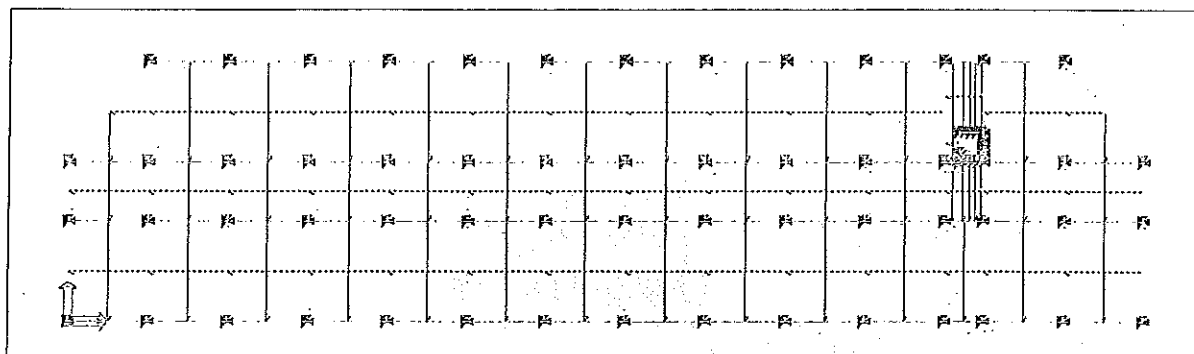


Fig. 6.7 Pianta Modello C

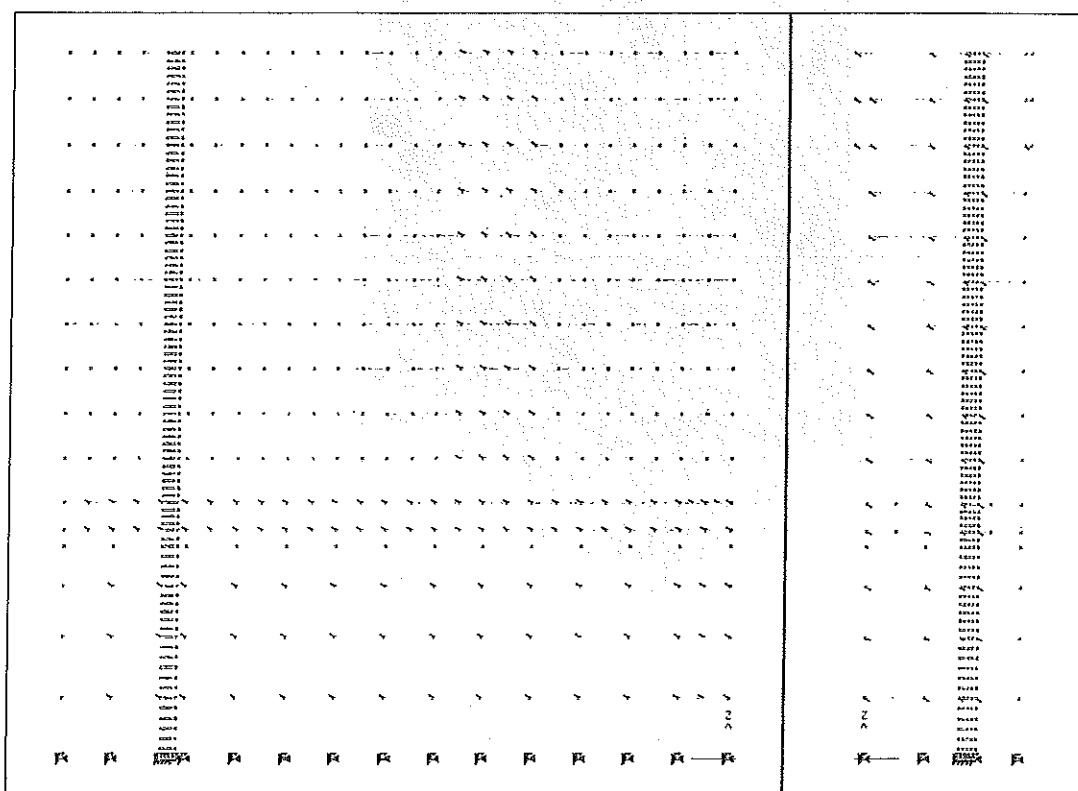


Fig. 6.8 Vista Laterale e Frontale Modello C

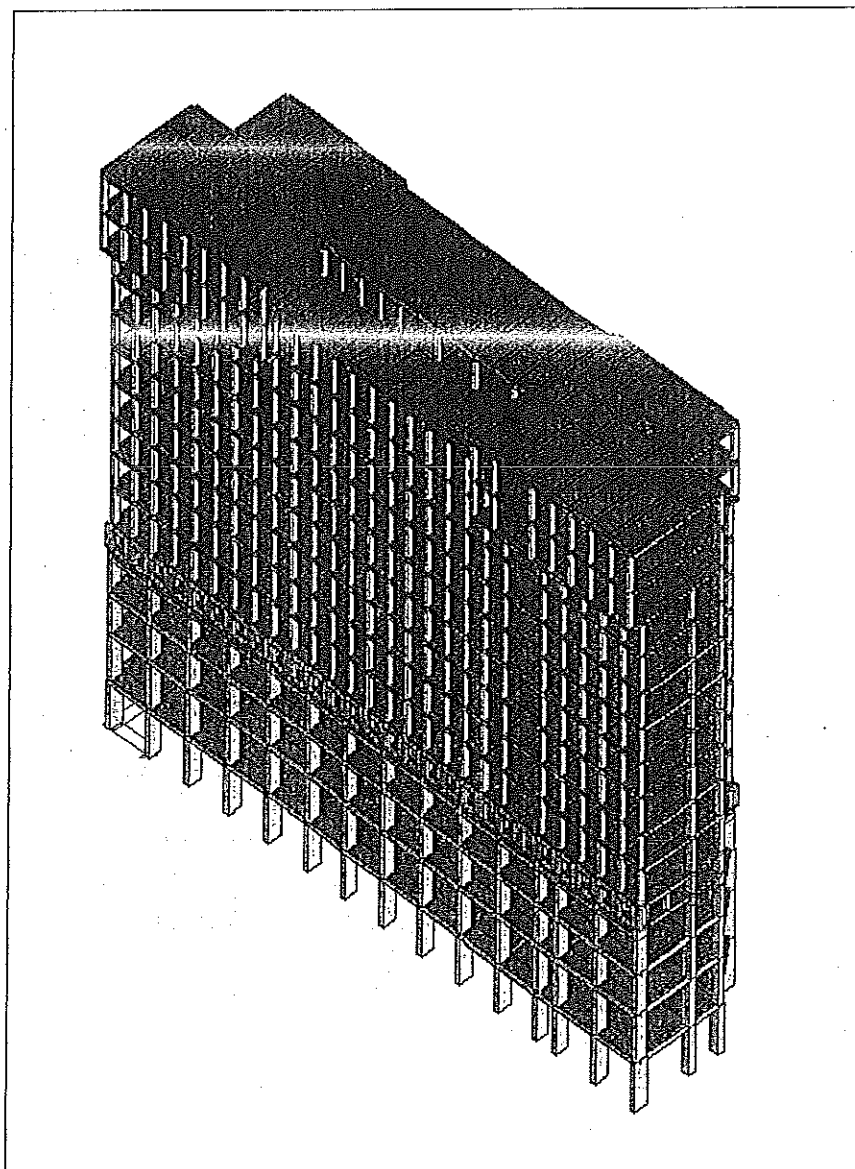


Fig. 6.9 Assonometria Modello C

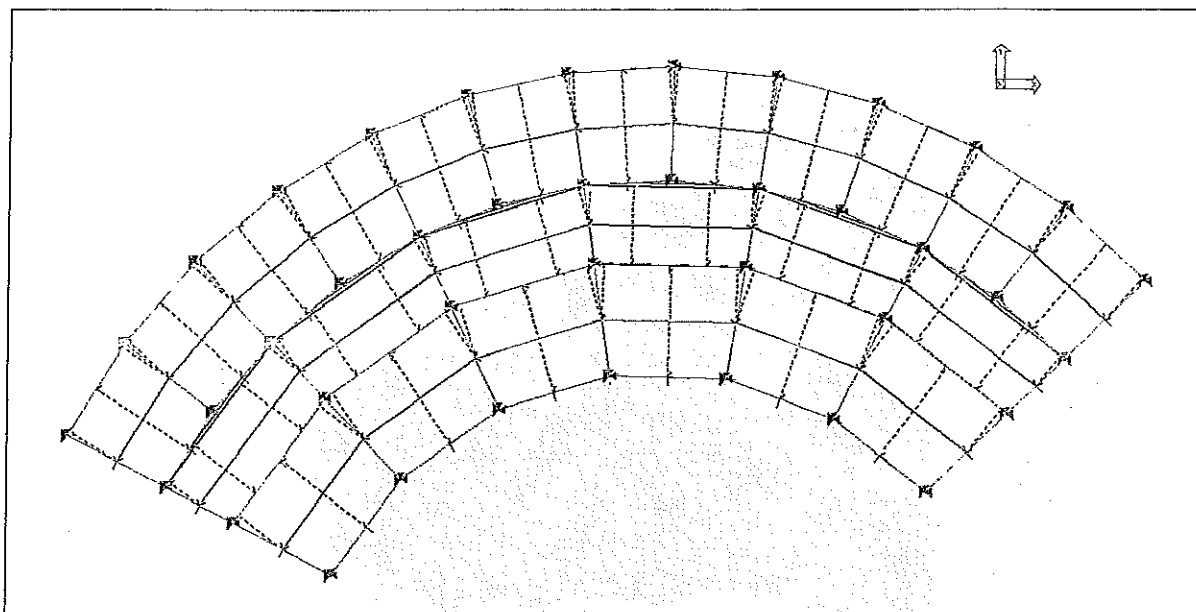


Fig. 6.10 Pianta Modello R

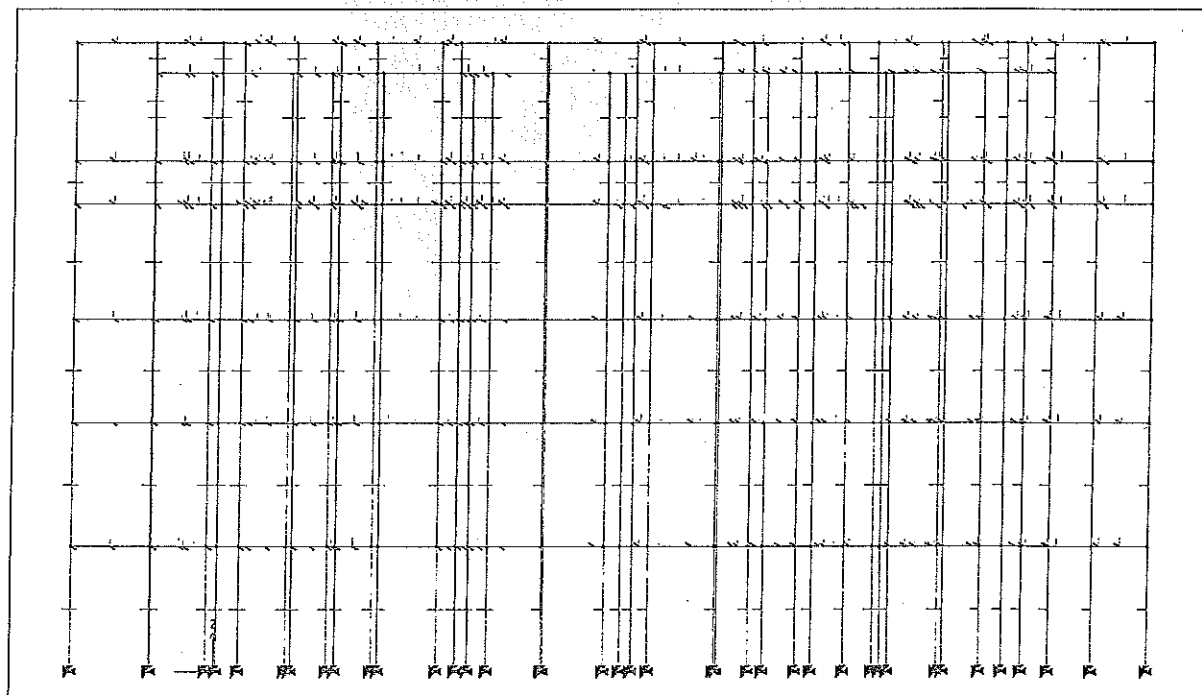


Fig. 6.11 Vista Laterale Modello R

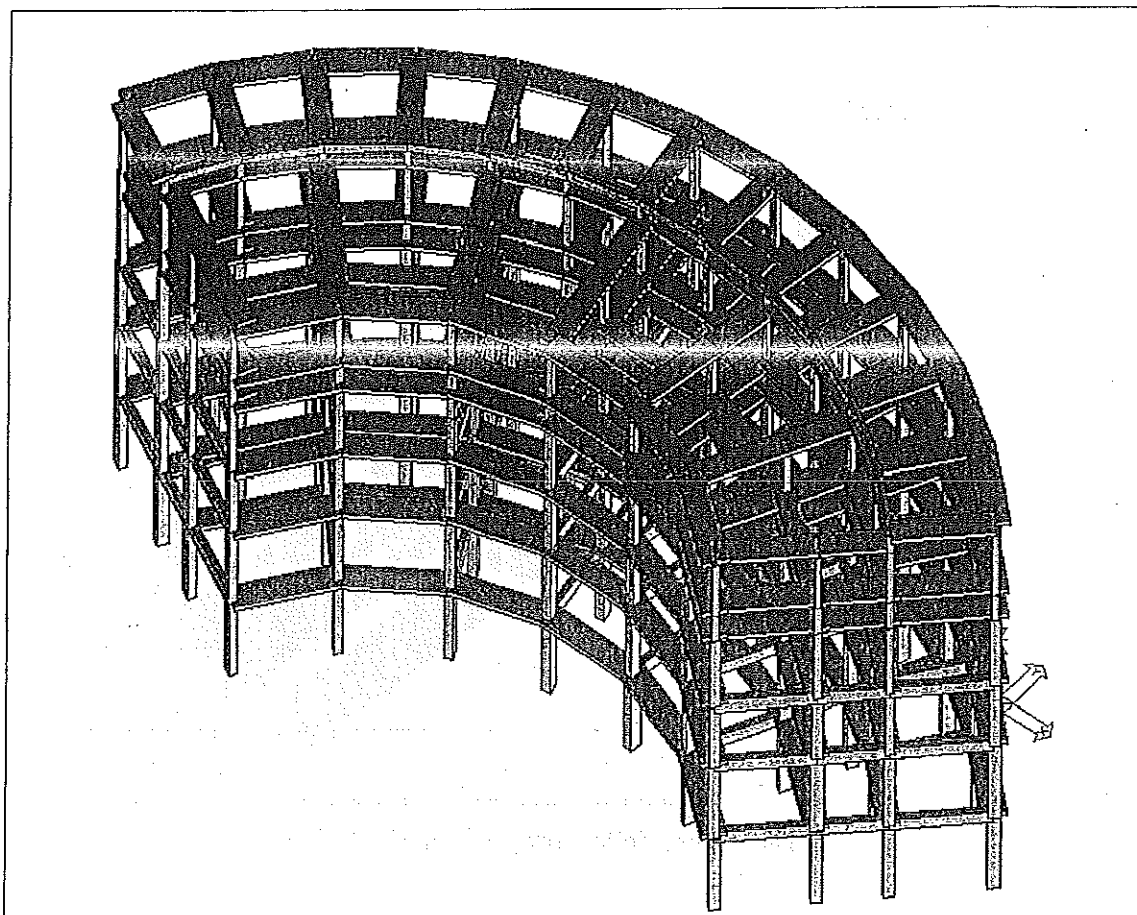


Fig. 6.12 Assonometria Modello R

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 per alcuni elementi strutturali particolarmente significativi. La totalità dei risultati, per tutti gli edifici, è fornita, su supporto informatico, nell'Allegato 5. 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 - Edificio A

6.3.1.1 Piano Secondo interrato - Combinazione 2

Come si può notare dai diagrammi di sollecitazione di seguito riportati, si possono ritenere rilevanti per le verifiche allo Stato limite di esercizio una colonna della fila esterna (C.20) e una della fila interna (C.29), come rappresentate nelle planimetrie in Fig. 7.1-7.4 nel paragrafo dedicato alle verifiche sezionali. Si può inoltre constatare che il contributo del momento longitudinale M_{3-3} può essere trascurato, mentre quello trasversale M_{2-2} è maggiore sulla fila esterna rispetto a quella interna quale conseguenza della maggiore rigidezza delle colonne disposte su tale fila.

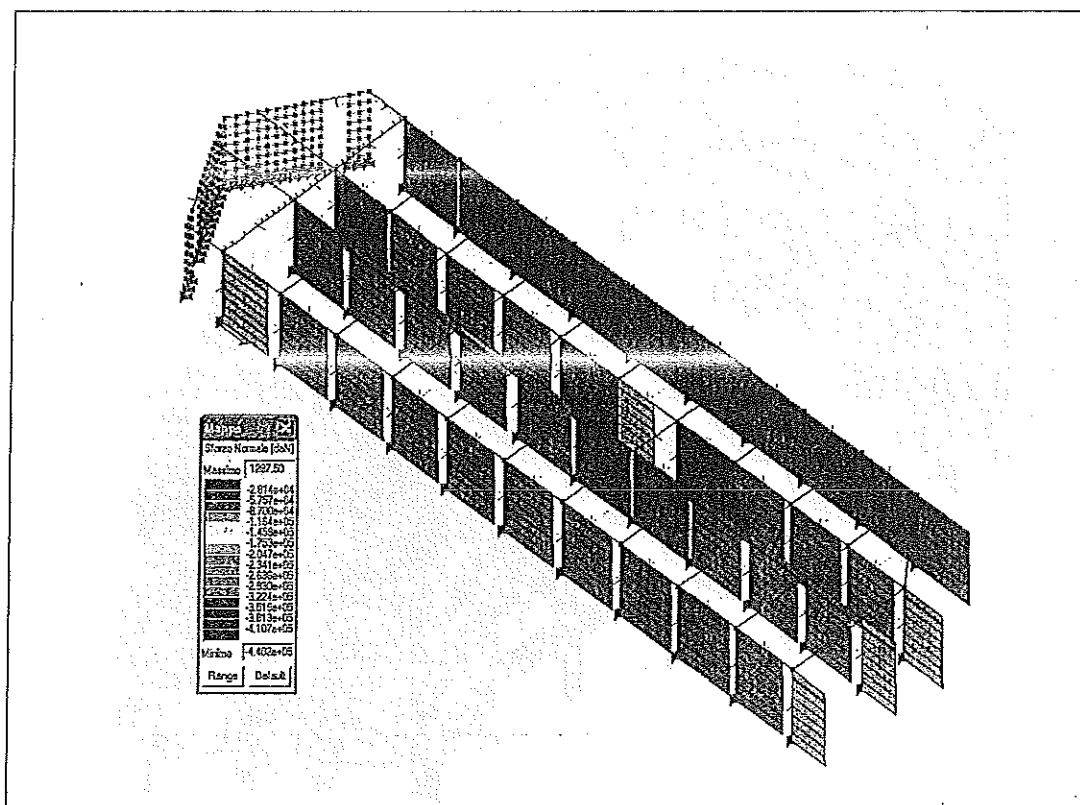
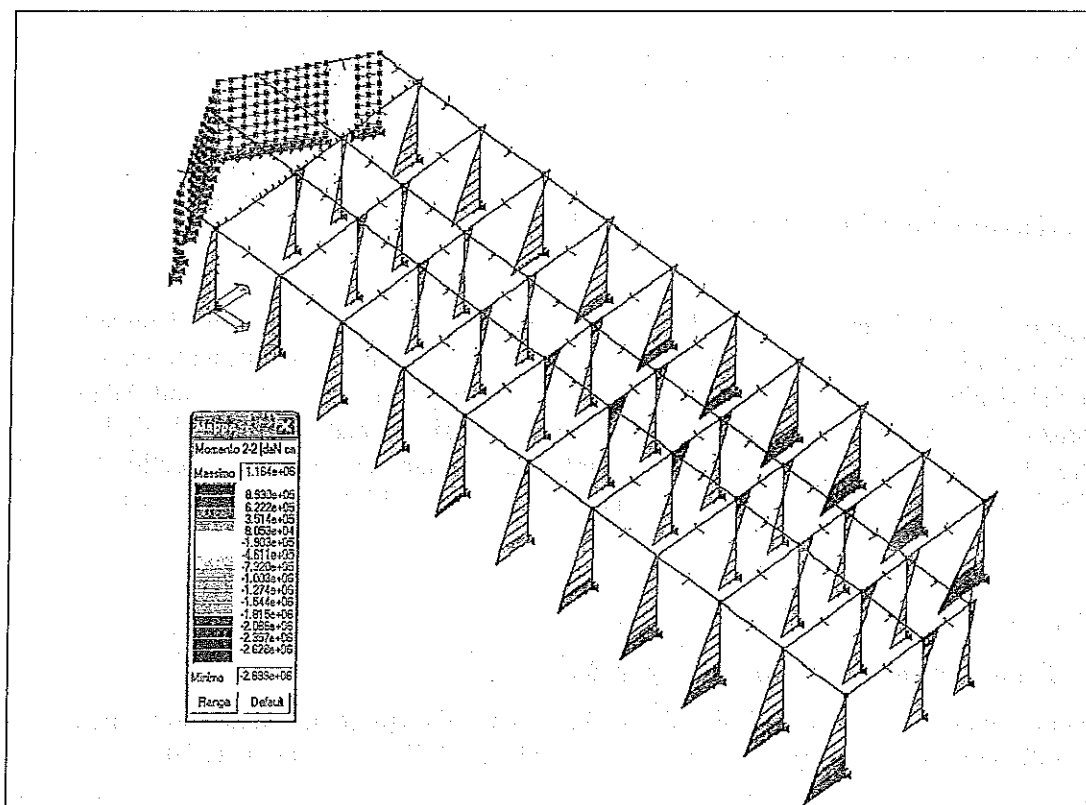


Fig. 6.13 Diagramma dello sforzo normale N, Edificio A

Fig. 6.14 Diagramma del momento flettente trasversale M_{2-2} , Edificio A

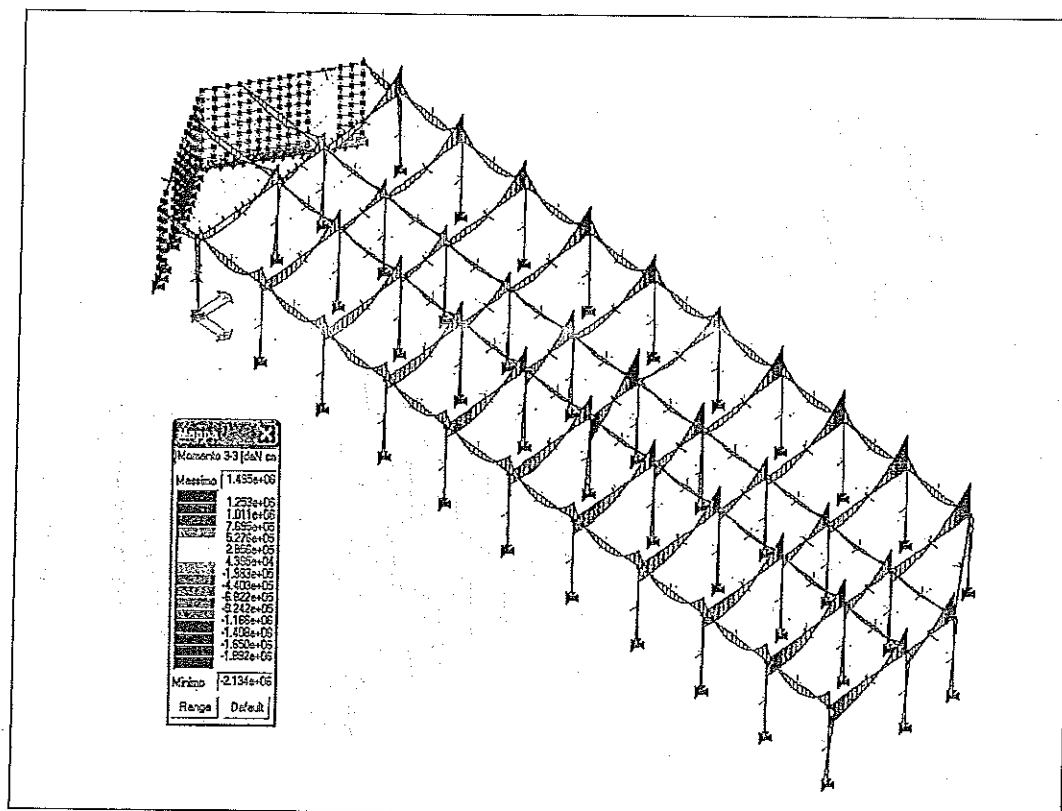


Fig. 6.15 Diagramma del momento flettente longitudinale M_{3-3} , Edificio A

6.3.1.2 Piano 2° – Combinazione 2

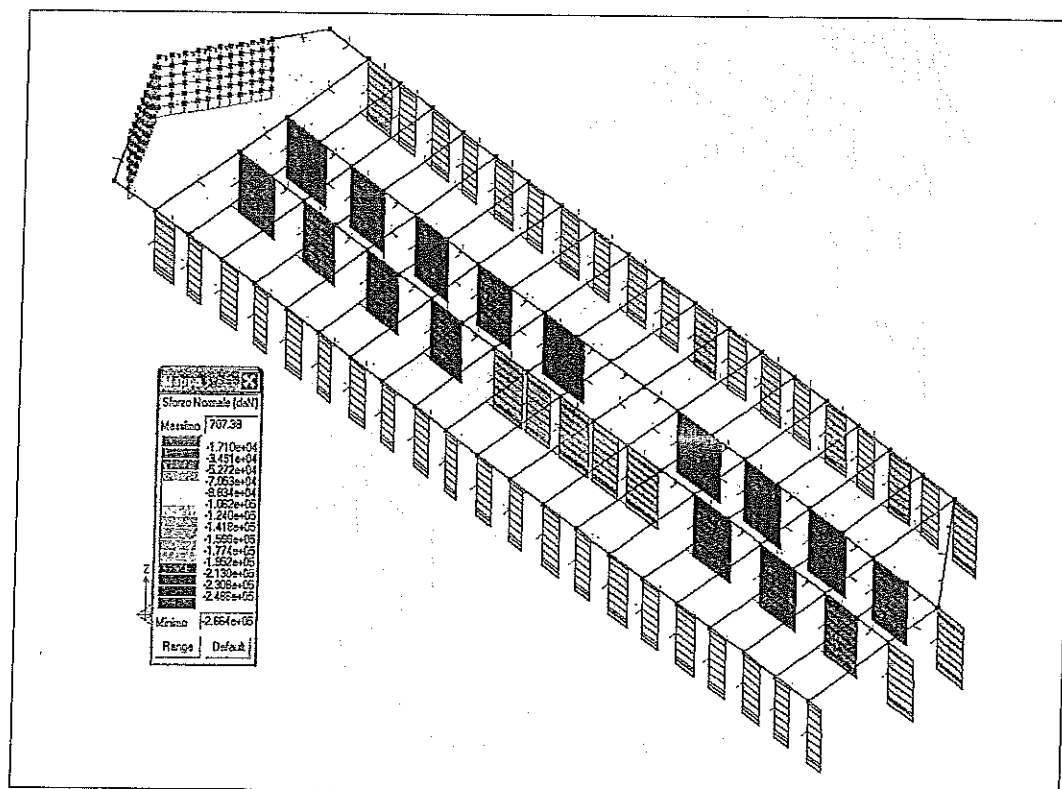
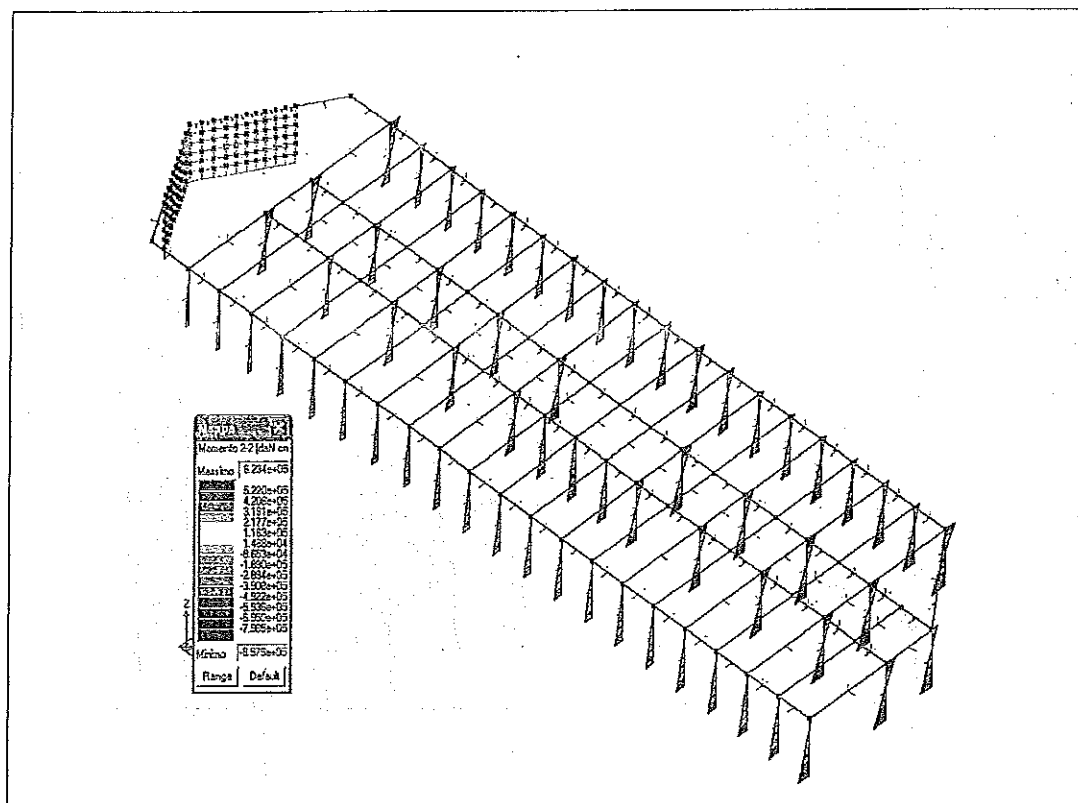
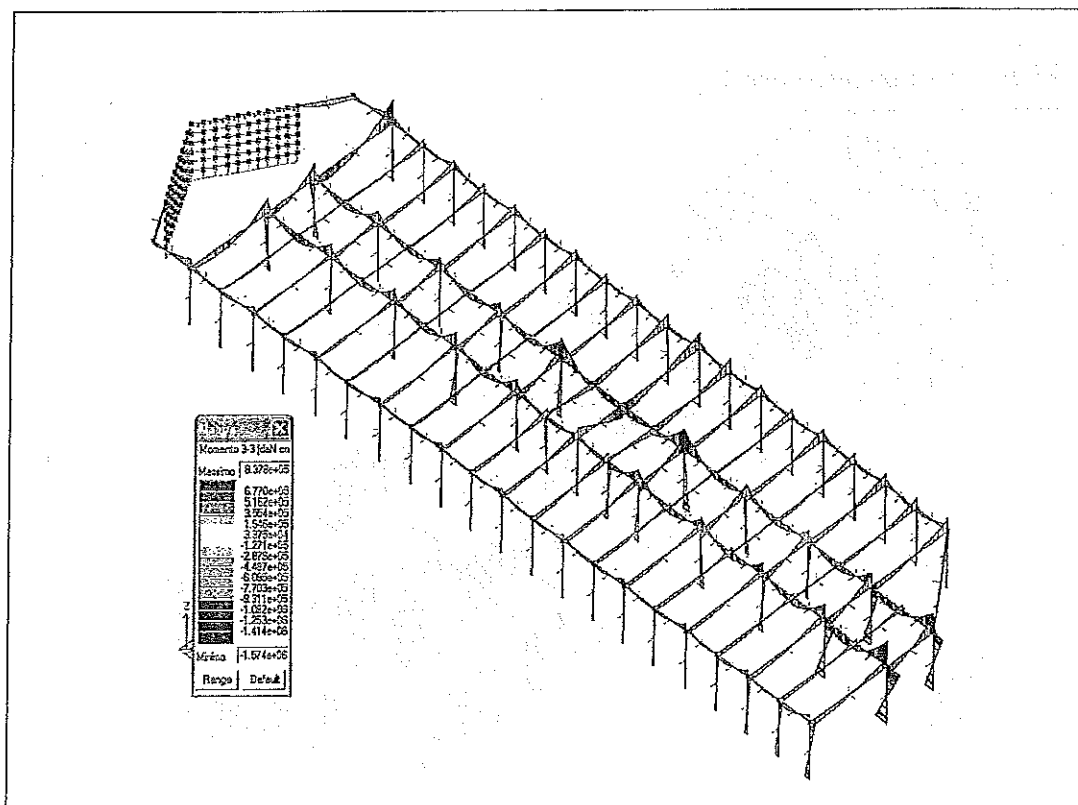


Fig. 6.16 Diagramma della forza normale N, Edificio A

Fig. 6.17 Diagramma del momento flettente trasversale M_{2-2} , Edificio AFig. 6.18 Diagramma del momento flettente longitudinale M_{3-3} , Edificio A

Relativamente alle figure sopra riportate (Fig. 6.16-6.18), si osservano valori della forza normale maggiori nelle colonne delle file centrali in quanto le colonne poste sulle file esterne presentano interassi dimezzati. Il contributo del momento flettente longitudinale non appare significativo mentre si osservano valori di momento flettente trasversale maggiori nelle colonne delle file centrali, caratterizzate da maggiore inerzia.

Nelle figure che seguono, si riportano, infine, a scopo riassuntivo, i diagrammi di sollecitazione per le colonne 20 e 29 per tutto il loro sviluppo verticale, relativamente alla Combinazione 2 di stato limite di esercizio.

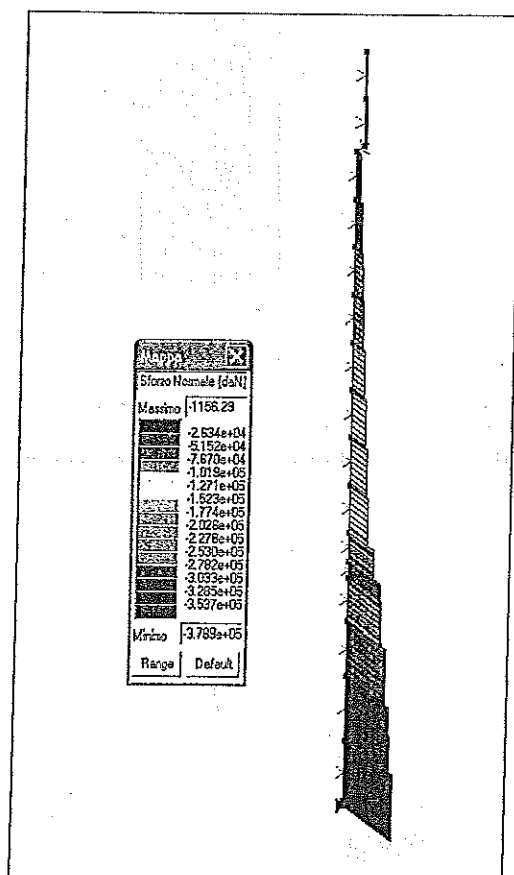
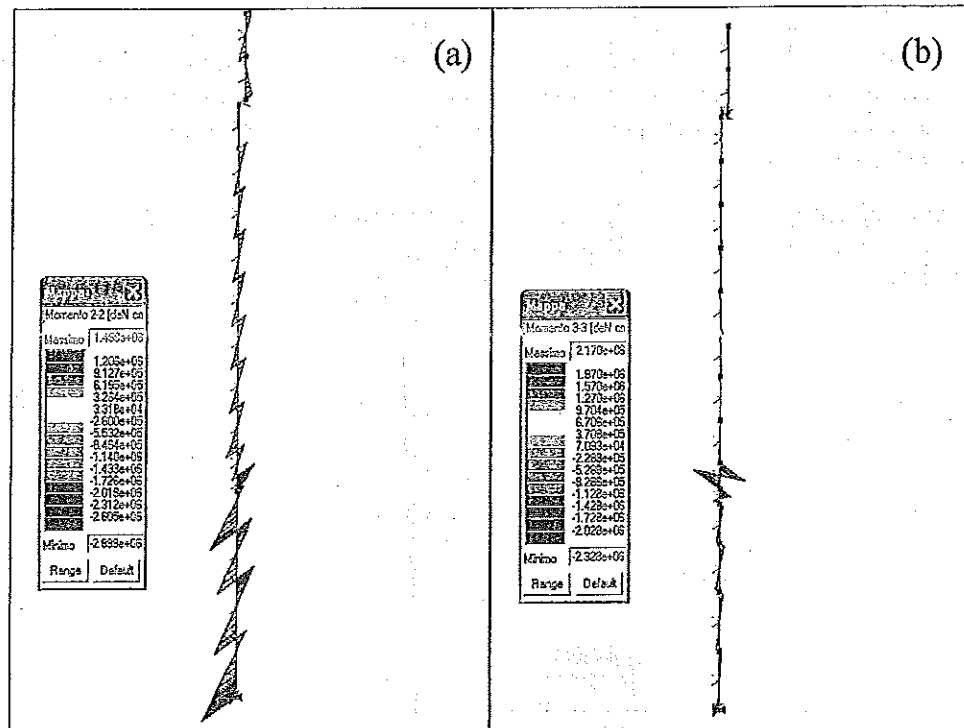
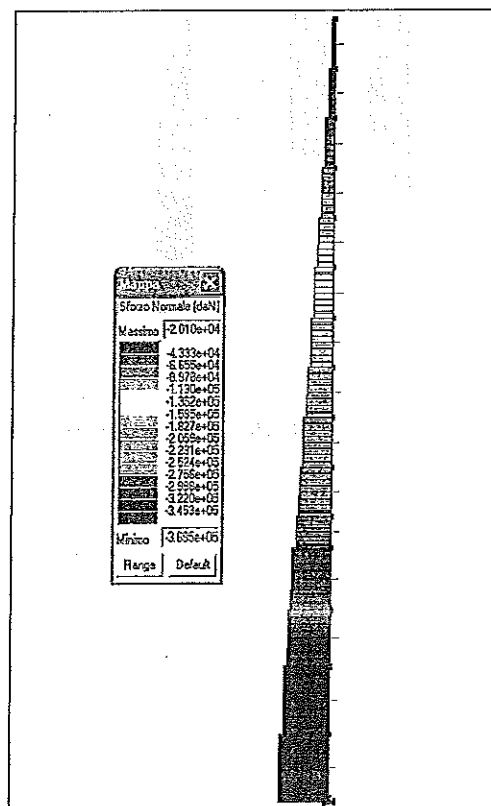


Fig. 6.19 Colonna 20 - Diagramma della forza normale N, Edificio A

Massima forza normale alla base $N_{Sk}^{max} \approx 360t$

Fig. 6.20 Colonna 20 – Diagramma del momento flettente M_{2-2} (a) e M_{3-3} (b), Edificio AFig. 6.21 Colonna 29 – Diagramma della forza normale N , Edificio A

Forza normale massima alla base $N_{Sk}^{max} \approx 380 \text{ t}$.

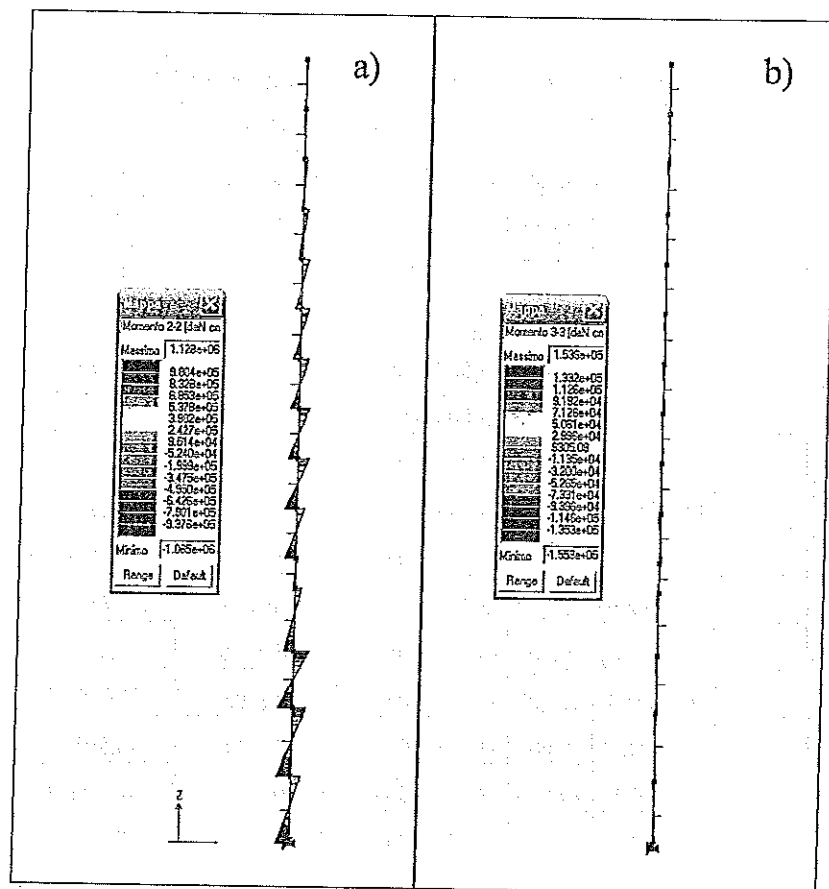


Fig. 6.22 Colonna 29 – Diagramma del momento flettente M_{2-2} (a) e M_{3-3} (b), Edificio A

Per completezza si riportano infine nelle tabelle seguenti, i valori delle sollecitazioni per le due colonne considerate, relative alle seguenti combinazioni:

- COMB. 2 (SLE);
- COMB. 6 (SLU);
- COMB. 12 (DS $q=1,5$ – $E=25800$);
- COMB. 12 (DS $q=3,0$ – $E=25800$);
- COMB. 16 (DS $q=1,5$ – $E=12000$);
- COMB. 16 (DS $q=3,0$ – $E=12000$).

COL.	PIANO	COMB	Z	Forza N [daN]	Momento M22 [daNcm]	Momento M33 [daNcm]
20	S2	2	0,00	-3,605e+05	-2,848e+06	-9,926e+04
			490,00	-3,533e+05	8,370e+05	1,551e+05
		6	0,00	-5,130e+05	-4,252e+06	-1,417e+05
			490,00	-5,030e+05	1,213e+06	2,171e+05
		12 (q=1,5)	0,00	-3,880e+05	-1,642e+06	-1,285e+06
		E=25800	490,00	-3,808e+05	4,853e+05	7,746e+05
		16 (q=1,5)	0,00	-3,955e+05	-5,271e+06	-2,919e+05
		E=25800	490,00	-3,883e+05	1,089e+06	2,299e+05
		12 (q=3,0)	0,00	-3,478e+05	-9,550e+05	-6,826e+05
		E=25800	490,00	-3,406e+05	4,954e+05	4,742e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-3,525e+05	-2,809e+06	-1,848e+05
		E=25800	490,00	-3,454e+05	8,021e+05	2,009e+05
		12 (q=1,5)	0,00	-3,473e+05	-1,100e+06	-6,891e+05
		E=12000	490,00	-3,401e+05	5,150e+05	4,716e+05
		16 (q=1,5)	0,00	-3,526e+05	-3,293e+06	-1,720e+05
		E=12000	490,00	-3,454e+05	8,683e+05	1,884e+05
		12 (q=3,0)	0,00	-3,399e+05	-8,680e+05	-4,993e+05
		E=12000	490,00	-3,328e+05	5,131e+05	3,775e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-3,491e+05	-2,469e+06	-1,435e+05
		E=12000	490,00	-3,419e+05	7,651e+05	1,815e+05
20	P2	2	0,00	-1,442e+05	-8,651e+05	-4,114e+04
			361,00	-1,425e+05	5,613e+05	1,393e+04
		6	0,00	-2,048e+05	-1,285e+06	-5,396e+04
			361,00	-2,025e+05	8,211e+05	1,433e+04
		12 (q=1,5)	0,00	-1,549e+05	-4,346e+05	-4,105e+05
		E=25800	361,00	-1,533e+05	3,272e+05	3,379e+05
		16 (q=1,5)	0,00	-1,627e+05	-1,354e+06	-1,587e+04
		E=25800	361,00	-1,611e+05	7,708e+05	-2,305e+04
		12 (q=3,0)	0,00	-1,406e+05	-2,931e+05	-2,461e+05
		E=25800	361,00	-1,389e+05	2,817e+05	2,031e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-1,449e+05	-7,689e+05	-4,698e+04
		E=25800	361,00	-1,433e+05	5,098e+05	2,061e+04
		12 (q=1,5)	0,00	-1,413e+05	-3,062e+05	-2,349e+05

		E=12000	361,00	-1,397e+05	2,897e+05	1,935e+05
		16 (q=1,5)	0,00	-1,458e+05	-8,324e+05	-3,720e+04
		E=12000	361,00	-1,442e+05	5,448e+05	1,080e+04
		12 (q=3,0)	0,00	-1,378e+05	-2,940e+05	-1,968e+05
		E=12000	361,00	-1,362e+05	2,829e+05	1,612e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-1,436e+05	-7,608e+05	-4,303e+04
		E=12000	361,00	-1,420e+05	4,947e+05	1,733e+04

Tab. 6.2 – Sollecitazioni colonna 20, Edificio A

COL.	PIANO	COMB	Z	Forza N [daN]	Momento M22 [daNcm]	Momento M33 [daNcm]
29	S2	2	0,00	-3,863e+05	-9,786e+05	-1,161e+05
			490,00	-3,798e+05	7,461e+05	4,425e+04
		6	0,00	-5,466e+05	-1,473e+06	-1,757e+05
			490,00	-5,375e+05	1,128e+06	6,640e+04
		12 (q=1,5)	0,00	-3,744e+05	-5,380e+05	-2,805e+06
		E=25800	490,00	-3,680e+05	3,880e+05	9,639e+05
		16 (q=1,5)	0,00	-3,862e+05	-1,850e+06	-8,858e+05
		E=25800	490,00	-3,797e+05	1,470e+06	3,060e+05
		12 (q=3,0)	0,00	-3,718e+05	-2,483e+05	-1,393e+06
		E=25800	490,00	-3,653e+05	1,488e+05	4,817e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-3,779e+05	-9,189e+05	-4,341e+05
		E=25800	490,00	-3,715e+05	7,018e+05	1,528e+05
		12 (q=1,5)	0,00	-3,664e+05	-3,058e+05	-1,420e+06
		E=12000	490,00	-3,600e+05	1,973e+05	4,758e+05
		16 (q=1,5)	0,00	-3,600e+05	-1,104e+06	-4,471e+05
		E=12000	490,00	-3,536e+05	8,576e+05	1,517e+05
		12 (q=3,0)	0,00	-3,717e+05	-2,078e+05	-9,572e+05
		E=12000	490,00	-3,653e+05	1,147e+05	3,217e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-3,778e+05	-7,901e+05	-2,521e+05
		E=12000	490,00	-3,714e+05	5,931e+05	8,891e+04
29	P2	2	0,00	-2,525e+05	-7,253e+05	-9,594e+04
			361,00	-2,499e+05	5,412e+05	7,842e+04
		6	0,00	-3,576e+05	-1,091e+06	-1,401e+05
			361,00	-3,539e+05	8,145e+05	1,146e+05
		12 (q=1,5)	0,00	-2,435e+05	-2,954e+05	-2,083e+06

		E=25800	361,00	-2,408e+05	2,153e+05	1,722e+06
		16 (q=1,5)	0,00	-2,553e+05	-1,128e+06	-4,699e+05
		E=25800	361,00	-2,527e+05	8,310e+05	-3,792e+05
		12 (q=3,0)	0,00	-2,413e+05	-1,412e+05	-1,061e+06
		E=25800	361,00	-2,386e+05	1,002e+05	8,764e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-2,474e+05	-5,726e+05	-2,531e+05
		E=25800	361,00	-2,448e+05	4,186e+05	2,038e+05
		12 (q=1,5)	0,00	-2,413e+05	-1,541e+05	-1,059e+06
		E=12000	361,00	-2,387e+05	1,113e+05	8,663e+05
		16 (q=1,5)	0,00	-2,477e+05	-6,186e+05	-2,494e+05
		E=12000	361,00	-2,450e+05	4,589e+05	1,963e+05
		12 (q=3,0)	0,00	-2,413e+05	-1,385e+05	-8,163e+05
		E=12000	361,00	-2,386e+05	9,472e+04	6,658e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-2,473e+05	-5,575e+05	-1,994e+05
		E=12000	361,00	-2,446e+05	3,961e+05	1,568e+05

Tab. 6.3 – Sollecitazioni colonna 29, Edificio A

6.3.2 Sollecitazioni - Edificio B

Nel prosieguo si riportano mediante tabelle i valori delle sollecitazioni per due colonne dell'edificio B, precisamente la colonna 82 e la colonna 74, indicate in Fig. 7.2, entrambe oggetto di prove in situ e di laboratorio per la determinazione dei parametri meccanici dei materiali costituenti. Si veda al riguardo l'Allegato 3.

La colonna 82 ha sezione quadrata ed è soggetta in esercizio a pressoflessione deviata, essendo posta in un vertice della maglia strutturale. La colonna 74 ha sezione rettangolare e sollecitazioni flessionali meno marcate.

COL.	PIANO	COMB	Z	Forza N [daN]	Momento M22 [daNcm]	Momento M33 [daNcm]
82	S2	2	0,00	-6,270e+05	1,090e+06	-3,543e+05
			490,00	-6,160e+05	-8,217e+05	1,065e+06
		6	0,00	-8,878e+05	1,598e+06	-4,824e+05
			490,00	-8,723e+05	-1,158e+06	1,503e+06
		12 (q=1,5) E=25800	0,00	-7,506e+05	2,318e+06	-2,402e+06
			490,00	-7,396e+05	-1,036e+06	9,271e+05
		16 (q=1,5) E=25800	0,00	-6,490e+05	-1,163e+06	-3,125e+06
			490,00	-6,379e+05	-1,009e+06	8,721e+05
		12 (q=3,0) E=25800	0,00	-6,720e+05	1,363e+06	-1,474e+06
			490,00	-6,609e+05	-9,173e+05	9,826e+05
		16 (q=3,0) E=25800	0,00	-6,212e+05	-3,776e+05	-1,835e+06
			490,00	-6,101e+05	-9,038e+05	9,551e+05
		12 (q=1,5) E=12000	0,00	-6,813e+05	1,472e+06	-1,522e+06
			490,00	-6,702e+05	-7,133e+05	9,511e+05
		16 (q=1,5) E=12000	0,00	-6,251e+05	-2,650e+05	-1,811e+06
			490,00	-6,140e+05	-8,688e+05	9,149e+05
		12 (q=3,0) E=12000	0,00	-6,387e+05	8,967e+05	-1,082e+06
			490,00	-6,277e+05	-7,543e+05	9,909e+05
		16 (q=3,0) E=12000	0,00	-6,105e+05	-8,305e+04	-1,334e+06
			490,00	-5,995e+05	-8,473e+05	9,553e+05
		2	0,00	-4,028e+05	1,374e+06	-6,691e+05
			361,00	-3,981e+05	-1,547e+06	8,649e+05
		6	0,00	-5,712e+05	1,995e+06	-9,301e+05
			361,00	-5,647e+05	-2,237e+06	1,216e+06
		12 (q=1,5) E=25800	0,00	-4,835e+05	2,454e+06	-2,573e+06
			361,00	-4,788e+05	-2,576e+06	2,529e+06
		16 (q=1,5)	0,00	-4,167e+05	-6,186e+05	-3,178e+06

		E=25800	361,00	-4,121e+05	1,455e+05	2,963e+06
		12 (q=3,0)	0,00	-4,320e+05	1,605e+06	-1,710e+06
		E=25800	361,00	-4,273e+05	-1,775e+06	1,747e+06
		16 (q=3,0)	0,00	-3,986e+05	6,853e+04	-2,012e+06
		E=25800	361,00	-3,940e+05	-4,146e+05	1,964e+06
		12 (q=1,5)	0,00	-4,398e+05	1,607e+06	-1,684e+06
		E=12000	361,00	-4,352e+05	-1,829e+06	1,778e+06
		16 (q=1,5)	0,00	-4,018e+05	2,102e+05	-1,864e+06
		E=12000	361,00	-3,972e+05	-5,189e+05	1,908e+06
		12 (q=3,0)	0,00	-4,109e+05	1,131e+06	-1,305e+06
		E=12000	361,00	-4,063e+05	-1,361e+06	1,416e+06
		16 (q=3,0)	0,00	-3,919e+05	2,796e+05	-1,542e+06
		E=12000	361,00	-3,872e+05	-5,792e+05	1,600e+06

Tab. 6.4 – Sollecitazioni colonna 82, Edificio B

COL.	PIANO	COMB	Z	Forza N [daN]	Momento M22 [daNcm]	Momento M33 [daNcm]
74	S2	2	0,00	-6,977e+05	3,037e+05	2,051e+05
			490,00	-6,655e+05	-2,992e+04	6,368e+05
		6	0,00	-9,611e+05	4,680e+05	2,907e+05
			490,00	-9,413e+05	-7,088e+04	8,959e+05
		12 (q=1,5)	0,00	-9,365e+05	1,167e+06	1,161e+07
		E=25800	490,00	-9,223e+05	-7,901e+05	3,268e+06
		16 (q=1,5)	0,00	-9,173e+05	-1,084e+06	1,417e+07
		E=25800	490,00	-9,032e+05	-8,024e+05	3,689e+06
		12 (q=3,0)	0,00	-7,957e+05	5,150e+05	5,720e+06
		E=25800	490,00	-7,816e+05	-2,541e+05	1,296e+06
		16 (q=3,0)	0,00	-7,862e+05	-6,107e+05	7,001e+06
		E=25800	490,00	-7,720e+05	5,421e+05	1,506e+06
		12 (q=1,5)	0,00	-8,035e+05	6,084e+05	-6,076e+06
		E=12000	490,00	-7,894e+05	-3,423e+05	-1,614e+06
		16 (q=1,5)	0,00	-7,770e+05	-5,243e+05	-7,007e+06
		E=12000	490,00	-7,628e+05	4,726e+05	-1,667e+06
		12 (q=3,0)	0,00	-7,362e+05	2,116e+05	-3,232e+06
		E=12000	490,00	-7,221e+05	-1,659e+04	-5,986e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-7,374e+05	-4,277e+05	-4,273e+06

		E=12000	490,00	-7,233e+05	4,333e+05	-8,872e+05
74	P2	2	0,00	-4,171e+05	-4,177e+04	3,953e+05
			361,00	-4,114e+05	4103,41	7,372e+05
		6	0,00	-5,907e+05	-1,394e+04	5,611e+05
			361,00	-5,827e+05	-5,273e+04	1,037e+06
		12 (q=1,5)	0,00	-5,979e+05	1,186e+06	2,408e+06
		E=25800	361,00	-5,922e+05	-1,647e+06	3,546e+06
		16 (q=1,5)	0,00	-5,910e+05	-1,463e+06	2,703e+06
		E=25800	361,00	-5,853e+05	1,820e+06	4,473e+06
		12 (q=3,0)	0,00	-4,996e+05	3,131e+05	1,389e+06
		E=25800	361,00	-4,939e+05	-4,804e+05	2,172e+06
		16 (q=3,0)	0,00	-4,961e+05	-1,011e+06	1,537e+06
		E=25800	361,00	-4,904e+05	1,253e+06	2,636e+06
		12 (q=1,5)	0,00	-5,081e+05	4,304e+05	-1,558e+06
		E=12000	361,00	-5,025e+05	-6,655e+05	2,321e+06
		16 (q=1,5)	0,00	-4,932e+05	-8,581e+05	-1,546e+06
		E=12000	361,00	-4,875e+05	1,069e+06	2,650e+06
		12 (q=3,0)	0,00	-4,593e+05	-8,894e+04	-1,013e+06
		E=12000	361,00	-4,536e+05	4,217e+04	1,648e+06
		16 (q=3,0)	0,00	-4,618e+05	-8,540e+05	-1,127e+06
		E=12000	361,00	-4,561e+05	1,069e+06	2,001e+06

Tab. 6.5 – Sollecitazioni colonna 74, Edificio B

6.3.3 Sollecitazioni - Edificio C

Vengono riportati mediante tabelle i valori di sollecitazioni per tre colonne dell'edificio C, precisamente le colonne 97, 101 e 145, indicate in Fig. 7.3.

COL.	PIANO	COMB	Z	Forza N [daN]	Momento M22 [daNcm]	Momento M33 [daNcm]
97	S2	2	0,00	-3,499e+05	-2,594e+06	8,785e+04
			490,00	-3,427e+05	7,492e+05	-1,824e+05
		6	0,00	-4,974e+05	-3,871e+06	1,225e+05
			490,00	-4,874e+05	1,080e+06	-2,548e+05
		12 (q=1,5)	0,00	-2,616e+05	-2,041e+06	-1,848e+06
			E=25800	490,00	-2,545e+05	9,520e+05
		16 (q=1,5)	0,00	-3,457e+05	-5,502e+06	-5,548e+05
			E=25800	490,00	-3,385e+05	1,279e+06
		12 (q=3,0)	0,00	-2,839e+05	-1,193e+06	-8,726e+05
			E=25800	490,00	-2,767e+05	7,353e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-3,302e+05	-3,065e+06	-2,273e+05
			E=25800	490,00	-3,230e+05	9,091e+05
		12 (q=1,5)	0,00	-2,863e+05	-1,478e+06	-9,634e+05
			E=12000	490,00	-2,791e+05	7,901e+05
		16 (q=1,5)	0,00	-3,325e+05	-3,824e+06	-2,689e+05
			E=12000	490,00	-3,253e+05	1,047e+06
		12 (q=3,0)	0,00	-2,903e+05	-1,030e+06	-6,367e+05
			E=12000	490,00	-2,832e+05	6,864e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-3,316e+05	-2,614e+06	-1,511e+05
			E=12000	490,00	-3,245e+05	8,289e+05
		2	0,00	-1,033e+05	-6,529e+05	1,882e+05
			361,00	-1,017e+05	2,910e+05	-1,973e+05
		6	0,00	-1,466e+05	-9,732e+05	2,654e+05
			361,00	-1,443e+05	4,266e+05	-2,786e+05
		12 (q=1,5)	0,00	-7,342e+04	-4,012e+05	-1,054e+05
			E=25800	361,00	-7,179e+04	2,216e+05
		16 (q=1,5)	0,00	-1,030e+05	-1,015e+06	1,377e+05
			E=25800	361,00	-1,014e+05	4,227e+05
		12 (q=3,0)	0,00	-8,252e+04	-2,577e+05	4,107e+04
			E=25800	361,00	-8,090e+04	1,693e+05

		16 (q=3,0)	0,00	-9,854e+04	-6,216e+05	1,636e+05
		E=25800	361,00	-9,692e+04	2,834e+05	-1,792e+05
		12 (q=1,5)	0,00	-8,217e+04	-2,776e+05	4,699e+04
		E=12000	361,00	-8,055e+04	1,819e+05	-1,019e+05
		16 (q=1,5)	0,00	-9,910e+04	-6,879e+05	1,688e+05
		E=12000	361,00	-9,747e+04	3,193e+05	-1,833e+05
		12 (q=3,0)	0,00	-8,504e+04	-2,375e+05	7,384e+04
		E=12000	361,00	-8,341e+04	1,584e+05	-1,202e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-9,890e+04	-5,955e+05	1,696e+05
		E=12000	361,00	-9,727e+04	2,636e+05	-1,830e+05

Tab. 6.6 – Sollecitazioni colonna 97, Edificio C

COL.	PIANO	COMB	Z	Forza N [daN]	Momento M22 [daNcm]	Momento M33 [daNcm]
101	S2	2	0,00	-4,554e+05	-2,363e+06	-985,09
			490,00	-4,482e+05	4,153e+05	-5635,94
		6	0,00	-6,464e+05	-3,539e+06	-1766,94
			490,00	-6,363e+05	6,006e+05	-7602,95
		12 (q=1,5)	0,00	-4,225e+05	-1,676e+06	-2,168e+06
		E=25800	490,00	-4,154e+05	4,389e+05	1,888e+06
		16 (q=1,5)	0,00	-4,650e+05	-4,943e+06	-7,183e+05
		E=25800	490,00	-4,578e+05	7,708e+05	6,216e+05
		12 (q=3,0)	0,00	-4,163e+05	-9,338e+05	-1,082e+06
		E=25800	490,00	-4,092e+05	3,544e+05	9,391e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-4,418e+05	-2,694e+06	-3,581e+05
		E=25800	490,00	-4,347e+05	5,249e+05	3,066e+05
		12 (q=1,5)	0,00	-4,165e+05	-1,170e+06	-1,180e+06
		E=12000	490,00	-4,093e+05	3,902e+05	1,027e+06
		16 (q=1,5)	0,00	-4,428e+05	-3,365e+06	-4,020e+05
		E=12000	490,00	-4,356e+05	6,271e+05	3,456e+05
		12 (q=3,0)	0,00	-4,161e+05	-7,929e+05	-8,198e+05
		E=12000	490,00	-4,090e+05	3,353e+05	7,093e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-4,412e+05	-2,271e+06	-2,739e+05
		E=12000	490,00	-4,340e+05	4,669e+05	-2,329e+05
101	P2	2	0,00	-1,269e+05	-6,106e+05	2,482e+04
			361,00	-1,252e+05	2,499e+05	-1,901e+04

		6	0,00	-1,799e+05	-9,117e+05	3,459e+04
			361,00	-1,776e+05	3,675e+05	-2,655e+04
		12 (q=1,5)	0,00	-1,193e+05	-3,248e+05	-3,571e+05
		E=25800	361,00	-1,177e+05	1,734e+05	3,018e+05
		16 (q=1,5)	0,00	-1,318e+05	-9,048e+05	-3,976e+04
		E=25800	361,00	-1,302e+05	3,614e+05	3,312e+04
		12 (q=3,0)	0,00	-1,250e+05	-5,434e+05	6,171e+04
		E=25800	361,00	-1,234e+05	2,334e+05	-4,967e+04
		16 (q=3,0)	0,00	-1,248e+05	-5,500e+05	-5,890e+04
		E=25800	361,00	-1,232e+05	2,364e+05	5,196e+04
		12 (q=1,5)	0,00	-1,176e+05	-2,302e+05	-1,725e+05
		E=12000	361,00	-1,159e+05	1,443e+05	1,471e+05
		16 (q=1,5)	0,00	-1,255e+05	-6,086e+05	-6,285e+04
		E=12000	361,00	-1,239e+05	2,708e+05	5,558e+04
		12 (q=3,0)	0,00	-1,174e+05	-2,026e+05	-1,334e+05
		E=12000	361,00	-1,158e+05	1,258e+05	1,139e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-1,245e+05	-5,328e+05	-4,459e+04
		E=12000	361,00	-1,229e+05	2,203e+05	3,991e+04

Tab. 6.7 – Sollecitazioni colonna 101, Edificio C

COL.	PIANO	COMB	Z	Forza N [daN]	Momento M22 [daNcm]	Momento M33 [daNcm]
145	S2	2	0,00	-3,625e+05	-9,351e+05	-1095,18
			490,00	-3,561e+05	8,245e+05	-3193,20
		6	0,00	-5,114e+05	-1,399e+06	-890,64
			490,00	-5,024e+05	1,228e+06	-4710,46
		12 (q=1,5)	0,00	-3,537e+05	-6,751e+05	-3,690e+06
		E=25800	490,00	-3,473e+05	6,214e+05	1,431e+06
		16 (q=1,5)	0,00	-3,447e+05	-1,855e+06	-9,515e+05
		E=25800	490,00	-3,383e+05	1,583e+06	3,614e+05
		12 (q=3,0)	0,00	-3,544e+05	-3,690e+05	-1,847e+06
		E=25800	490,00	-3,479e+05	3,696e+05	7,136e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-3,491e+05	-1,000e+06	-4,774e+05
		E=25800	490,00	-3,427e+05	8,812e+05	1,785e+05
		12 (q=1,5)	0,00	-3,543e+05	-4,660e+05	-1,999e+06
		E=12000	490,00	-3,479e+05	4,521e+05	7,836e+05

		16 (q=1,5)	0,00	-3,491e+05	-1,240e+06	-4,868e+05
		E=12000	490,00	-3,426e+05	1,086e+06	1,831e+05
		12 (q=3,0)	0,00	-3,542e+05	-3,059e+05	-1,400e+06
		E=12000	490,00	-3,478e+05	3,162e+05	5,371e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-3,492e+05	-8,273e+05	-3,613e+05
		E=12000	490,00	-3,427e+05	7,338e+05	1,325e+05
145	P2	2	0,00	-2,287e+05	-7,307e+05	-4167,71
			361,00	-2,261e+05	5,316e+05	-7493,36
		6	0,00	-3,225e+05	-1,093e+06	-4295,84
			361,00	-3,188e+05	7,951e+05	-1,162e+04
		12 (q=1,5)	0,00	-2,225e+05	-2,731e+05	-2,220e+06
		E=25800	361,00	-2,199e+05	2,034e+05	1,719e+06
		16 (q=1,5)	0,00	-2,143e+05	-9,258e+05	-5,354e+05
		E=25800	361,00	-2,117e+05	6,807e+05	3,897e+05
		12 (q=3,0)	0,00	-2,233e+05	-1,306e+05	-1,094e+06
		E=25800	361,00	-2,207e+05	9,431e+04	8,295e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-2,185e+05	-5,099e+05	-2,484e+05
		E=25800	361,00	-2,159e+05	3,681e+05	1,633e+05
		12 (q=1,5)	0,00	-2,232e+05	-1,545e+05	-1,111e+06
		E=12000	361,00	-2,205e+05	1,163e+05	8,358e+05
		16 (q=1,5)	0,00	-2,183e+05	-5,576e+05	-3,944e+05
		E=12000	361,00	-2,157e+05	4,166e+05	2,739e+05
		12 (q=3,0)	0,00	-2,232e+05	-1,202e+05	-8,557e+05
		E=12000	361,00	-2,206e+05	8,363e+04	6,339e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-2,187e+05	-4,816e+05	-1,819e+05
		E=12000	361,00	-2,160e+05	3,407e+05	1,074e+05

Tab. 6.8 – Sollecitazioni colonna 145, Edificio C

6.3.4 Sollecitazioni - Edificio R

6.3.4.1 Piano S2 – COMBINAZIONE 2 (SLE)

Si riportano i diagrammi di forza normale N e momento $M_{3,3}$ in direzione radiale per il secondo piano S2. Ai fini delle verifiche nello stato limite di esercizio si possono ritenere rilevanti una colonna della fila esterna (col.75) e una della fila interna (col.76), come riportato in Fig. 7.4.

Non si riportano i risultati relativi al momento M_{22} in direzione circonferenziale in quanto trascurabili.

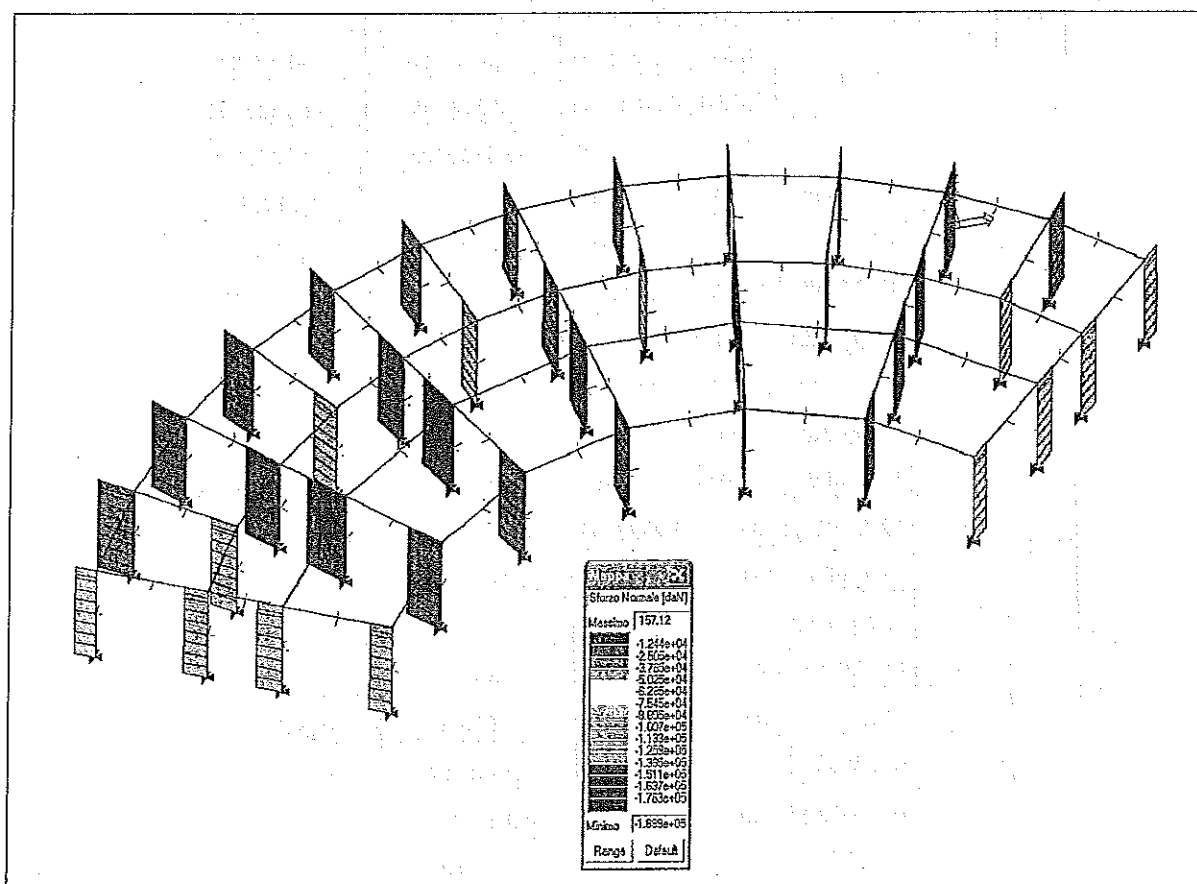
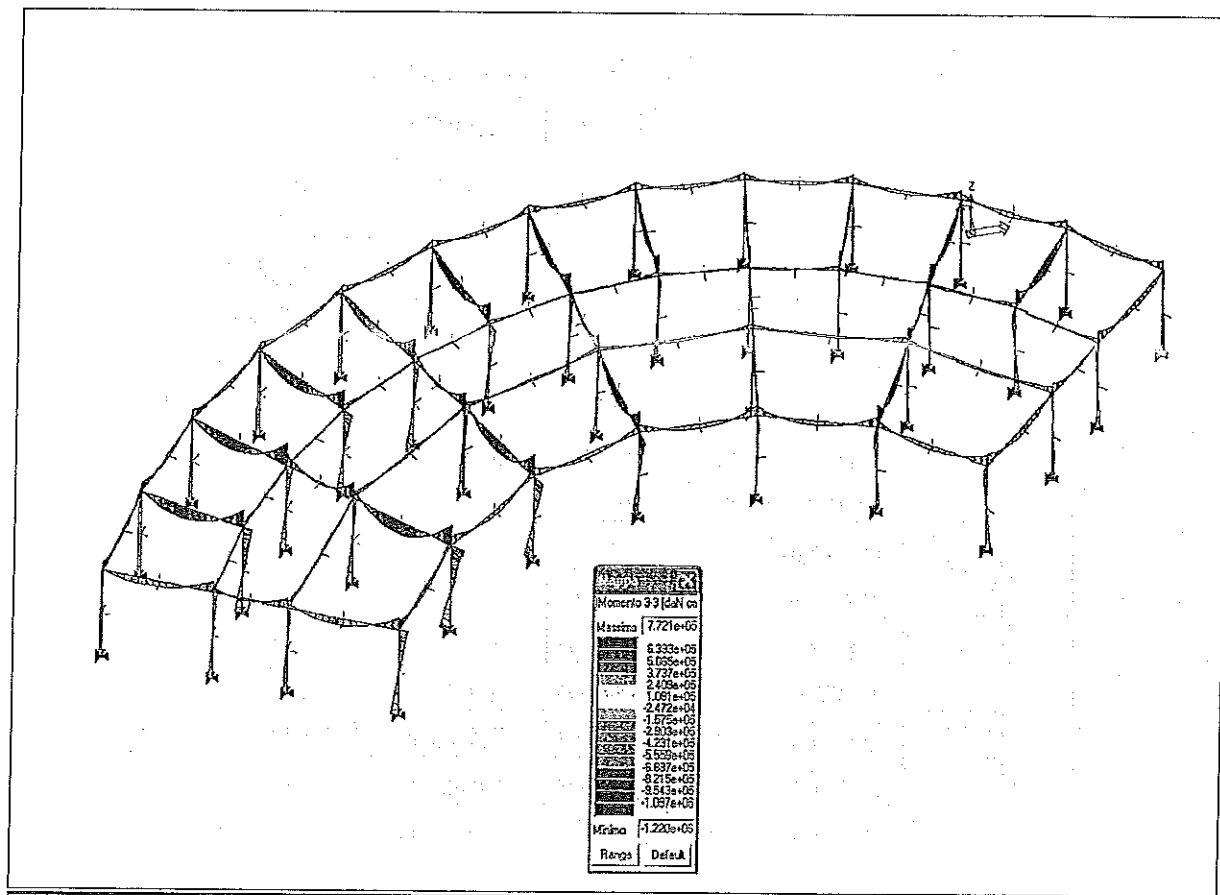


Fig. 6.23 - Diagramma forza normale, Edificio R

Fig. 6.24 Diagramma momento flettente M_{3-3} , Edificio R

Vengono riportati infine mediante tabelle i valori di sollecitazione per le colonne 75,76 relativi alle seguenti combinazioni:

- COMB. 2 (SLE);
- COMB. 6 (SLU);
- COMB. 12 (DS $q=1,5$ – $E=27300$);
- COMB. 12 (DS $q=3,0$ – $E=27300$);
- COMB. 16 (DS $q=1,5$ – $E=14000$);
- COMB. 16 (DS $q=3,0$ – $E=14000$).

COL.	PIANO	COMB	Z	Forza N [daN]	Momento M22 [daNcm]	Momento M33 [daNcm]
75	S2	2	0,00	-1,577e+05	-1,011e+05	4,406e+05
			490,00	-1,548e+05	7,704e+04	-5,305e+05
		6	0,00	-2,231e+05	-1,519e+05	6,505e+05
			490,00	-2,190e+05	1,152e+05	-7,722e+05
		12 (q=1,5)	0,00	-1,247e+05	-5,302e+05	-1,459e+06
		E=27300	490,00	-1,218e+05	3,605e+05	8,762e+05
		16 (q=1,5)	0,00	-1,229e+05	3,638e+05	-1,674e+06
		E=27300	490,00	-1,200e+05	-2,508e+05	1,029e+06
		12 (q=3,0)	0,00	-1,373e+05	-2,643e+05	-6,617e+05
		E=27300	490,00	-1,343e+05	1,834e+05	2,855e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-1,364e+05	1,827e+05	-7,690e+05
		E=27300	490,00	-1,335e+05	-1,222e+05	3,636e+05
		12 (q=1,5)	0,00	-1,323e+05	-2,936e+05	-9,782e+05
		E=14000	490,00	-1,294e+05	2,034e+05	5,186e+05
		16 (q=1,5)	0,00	-1,315e+05	2,651e+05	-1,106e+06
		E=14000	490,00	-1,285e+05	-1,801e+05	6,116e+05
		12 (q=3,0)	0,00	-1,411e+05	-1,793e+05	-4,211e+05
		E=14000	490,00	-1,382e+05	1,269e+05	1,086e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-1,407e+05	1,253e+05	-4,851e+05
		E=14000	490,00	-1,377e+05	-8,154e+04	1,550e+05
75	S0	2	0,00	-9,896e+04	-1,193e+05	4,639e+05
			409,00	-9,712e+04	1,297e+05	-5,103e+05
		6	0,00	-1,400e+05	-1,774e+05	6,777e+05
			409,00	-1,374e+05	1,923e+05	-7,438e+05
		12 (q=1,5)	0,00	-8,467e+04	-3,500e+05	-6,520e+05
		E=27300	409,00	-8,283e+04	3,948e+05	5,933e+05
		16 (q=1,5)	0,00	-8,409e+04	2,841e+05	-7,591e+05
		E=27300	409,00	-8,225e+04	-2,618e+05	7,054e+05
		12 (q=3,0)	0,00	-8,976e+04	-1,853e+05	-2,005e+05
		E=27300	409,00	-8,792e+04	2,127e+05	1,488e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-8,946e+04	1,317e+05	-2,540e+05
		E=27300	409,00	-8,762e+04	-1,156e+05	2,049e+05
		12 (q=1,5)	0,00	-8,774e+04	-2,011e+05	-3,789e+05
		E=14000	409,00	-8,590e+04	2,296e+05	3,244e+05

		16 (q=1,5)	0,00	-8,747e+04	1,970e+05	-4,397e+05
		E=14000	409,00	-8,563e+04	-1,799e+05	3,891e+05
		12 (q=3,0)	0,00	-9,129e+04	-1,328e+05	-6,383e+04
		E=14000	409,00	-8,945e+04	1,543e+05	1,430e+04
		16 (q=3,0)	0,00	-9,116e+04	8,284e+04	-9,428e+04
		E=14000	409,00	-8,932e+04	-6,883e+04	4,665e+04

Tab. 6.9 – Sollecitazioni colonna 75, Edificio R

COL.	PIANO	COMB	Z	Forza N [daN]	Momento M22 [daNcm]	Momento M33 [daNcm]
76	S2	2	0,00	-1,889e+05	-9,525e+04	2,343e+05
			490,00	-1,859e+05	6,506e+04	-1,179e+05
		6	0,00	-2,677e+05	-1,430e+05	3,601e+05
			490,00	-2,635e+05	9,701e+04	-1,912e+05
		12 (q=1,5)	0,00	-1,775e+05	-6,573e+05	-1,854e+06
		E=27300	490,00	-1,746e+05	3,930e+05	1,663e+06
		16 (q=1,5)	0,00	-1,776e+05	2,921e+05	-2,096e+06
		E=27300	490,00	-1,746e+05	-1,742e+05	1,871e+06
		12 (q=3,0)	0,00	-1,800e+05	-3,283e+05	-9,745e+05
		E=27300	490,00	-1,771e+05	2,004e+05	9,112e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-1,800e+05	1,464e+05	-1,095e+06
		E=27300	490,00	-1,771e+05	-8,317e+04	1,015e+06
		12 (q=1,5)	0,00	-1,790e+05	-3,620e+05	-1,324e+06
		E=14000	490,00	-1,761e+05	2,207e+05	1,210e+06
		16 (q=1,5)	0,00	-1,791e+05	2,200e+05	-1,468e+06
		E=14000	490,00	-1,762e+05	-1,285e+05	1,334e+06
		12 (q=3,0)	0,00	-1,808e+05	-2,223e+05	-7,092e+05
		E=14000	490,00	-1,778e+05	1,384e+05	6,846e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-1,808e+05	1,006e+05	-7,812e+05
		E=14000	490,00	-1,779e+05	-5,460e+04	7,469e+05
76	PT	2	0,00	-1,250e+05	-7,137e+04	3,265e+04
			409,00	-1,232e+05	7,972e+04	-1,976e+04
		6	0,00	-1,773e+05	-1,068e+05	7,316e+04
			409,00	-1,748e+05	1,188e+05	-5,607e+04
		12 (q=1,5)	0,00	-1,190e+05	-2,905e+05	-1,612e+06
		E=27300	409,00	-1,172e+05	3,454e+05	1,677e+06

		16 (q=1,5)	0,00	-1,189e+05	1,682e+05	-1,778e+06
		E=27300	409,00	-1,171e+05	-1,468e+05	1,853e+06
		12 (q=3,0)	0,00	-1,197e+05	-1,484e+05	-9,364e+05
		E=27300	409,00	-1,179e+05	1,797e+05	9,803e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-1,197e+05	8,092e+04	-1,019e+06
		E=27300	409,00	-1,179e+05	-6,644e+04	1,068e+06
		12 (q=1,5)	0,00	-1,194e+05	-1,589e+05	-1,203e+06
		E=14000	409,00	-1,176e+05	1,928e+05	1,256e+06
		16 (q=1,5)	0,00	-1,194e+05	1,219e+05	-1,298e+06
		E=14000	409,00	-1,176e+05	-1,062e+05	1,357e+06
		12 (q=3,0)	0,00	-1,199e+05	-1,023e+05	-7,319e+05
		E=14000	409,00	-1,181e+05	1,259e+05	7,694e+05
		16 (q=3,0)	0,00	-1,199e+05	5,309e+04	-7,795e+05
		E=14000	409,00	-1,181e+05	-4,090e+04	8,199e+05

Tab. 6.10 – Sollecitazioni colonna 76, Edificio R

6.4 Osservazioni

Le combinazioni allo SLU generano sollecitazioni di sforzo assiale maggiori di quelle allo stato limite sismico, a causa dei differenti coefficienti presenti nelle combinazioni.

Tuttavia, per le combinazioni sismiche, il momento M_{3-3} non è trascurabile come nel caso allo SLU. Pertanto è in linea di principio difficile stabilire a priori quale delle combinazioni porti al caso più sfavorevole per gli elementi verticali presso-inflessi.

In ogni caso, può essere utile, allo scopo di individuare la combinazione di azioni più severa, effettuare un confronto tra le azioni taglianti globali alla base che si manifestano per le combinazioni relative alle azioni statiche e a quelle di natura sismica. A tale riguardo, per l'edificio a telaio (Blocco C), risulta:

- $\Sigma V_{STAT} = 4000 \text{ kN}$ (COMB. 1,4 G + 1,05 Q + 1,5 V);
- $\Sigma V_{SIS(q=3)} = 1750 \text{ kN}$ (COMB. 1,0 G + 0,6 Q + 1,0 E) con $E_{cm} = 12000 \text{ MPa}$;
- $\Sigma V_{SIS(q=1,5)} = 3500 \text{ kN}$ (COMB. 1,0 G + 0,6 Q + 1,0 E) con $E_{cm} = 12000 \text{ MPa}$.
- $\Sigma V_{SIS(q=3)} = 2600 \text{ kN}$ (COMB. 1,0 G + 0,6 Q + 1,0 E) con $E_{cm} = 25736 \text{ MPa}$;
- $\Sigma V_{SIS(q=1,5)} = 5100 \text{ kN}$ (COMB. 1,0 G + 0,6 Q + 1,0 E) con $E_{cm} = 25736 \text{ MPa}$.

Si osserva che l'azione totale tagliante più severa si manifesta per le combinazioni di carico di natura statica, ad eccezione della combinazione sismica con modulo elastico pari a $E = 25736 \text{ MPa}$ e $q = 1,5$. Tale combinazione appare peraltro assai remota essendo relativa ai valori più penalizzanti di q ed E . Ne consegue pertanto che la combinazione statica può essere assunta quale più gravosa e determinante ai fini delle verifiche relative al monoblocco.

Per la porzione di edificio R considerata, si ottengono le seguenti azioni taglianti totali per le colonne di un generico telaio radiale:

- $\Sigma V_{STAT} = 50 \text{ kN}$ (COMB. 1,4 G + 1,05 Q + 1,5 V);
- $\Sigma V_{SIS(q=3)} = 90 \text{ kN}$ (COMB. 1,0 G + 0,6 Q + 1,0 E) con $E_{cm} = 14000 \text{ MPa}$;
- $\Sigma V_{SIS(q=1,5)} = 180 \text{ kN}$ (COMB. 1,0 G + 0,6 Q + 1,0 E) con $E_{cm} = 14000 \text{ MPa}$;
- $\Sigma V_{SIS(q=3)} = 125 \text{ kN}$ (COMB. 1,0 G + 0,6 Q + 1,0 E) con $E_{cm} = 27286 \text{ MPa}$;
- $\Sigma V_{SIS(q=1,5)} = 250 \text{ kN}$ (COMB. 1,0 G + 0,6 Q + 1,0 E) con $E_{cm} = 27286 \text{ MPa}$.

Si osserva in questo caso che le azioni totali taglianti dovute a combinazioni sismiche sono sempre maggiori di quella statica, a differenza di quanto si riscontra nel monoblocco.

7 Analisi sezionale

7.1 Analisi delle tensioni allo stato limite di esercizio

7.1.1 Edificio A - Colonne

Le verifiche vengono condotte con riferimento alle colonne 20-29 illustrate in Fig.7.1, le cui sezioni ai vari livelli vengono di seguito riportate

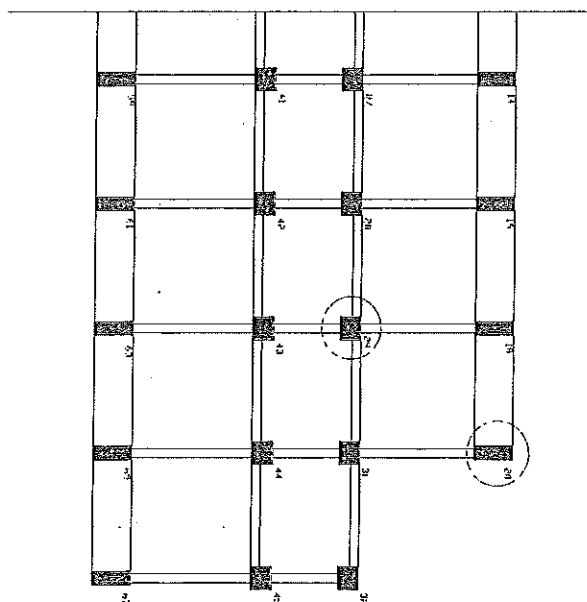
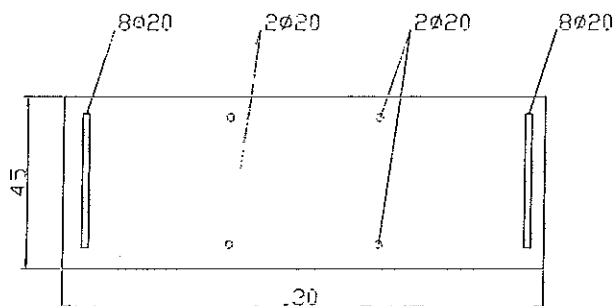


Fig. 7.1 Localizzazione degli elementi scelti per l'analisi sezionale

Col. 20 Piano S2

$$A_c = 5850 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 20\phi 20 = 20 \cdot 3.14 = 62.8 \text{ cm}^2 \quad \rho_s = \frac{62.8}{5850} = 1\%$$

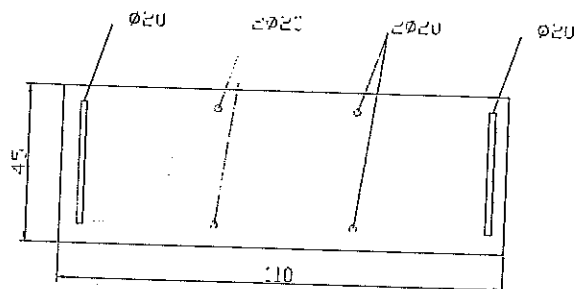


Col. 20 Piano S1

$$A_c = 4950 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 18\phi 20 = 18 \cdot 3.14 = 56.52 \text{ cm}^2$$

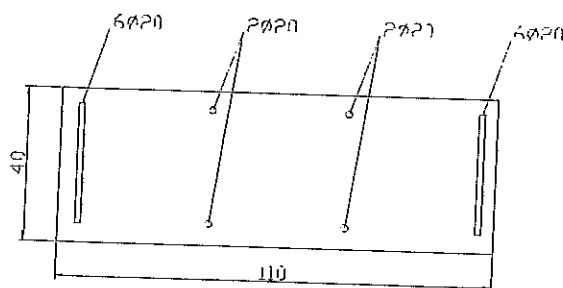
$$\rho_s = \frac{56.52}{4950} = 1.1\%$$

Col. 20 Piano Terra

$$A_c = 4400 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 16\phi 20 = 16 \cdot 3.14 = 50.24 \text{ cm}^2$$

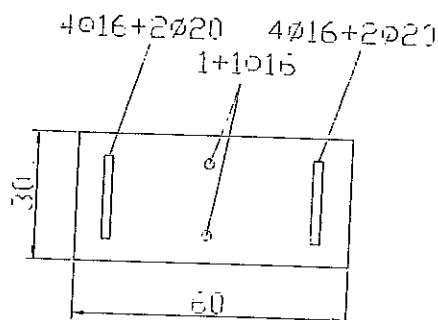
$$\rho_s = \frac{50.24}{4400} = 1.1\%$$

Col. 20 Piano 2°

$$A_c = 1800 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4\phi 20 + 10\phi 16 = 4 \cdot 3.14 + 10 \cdot 2.01 = 32.66 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = \frac{32.66}{1800} = 1.8\%$$

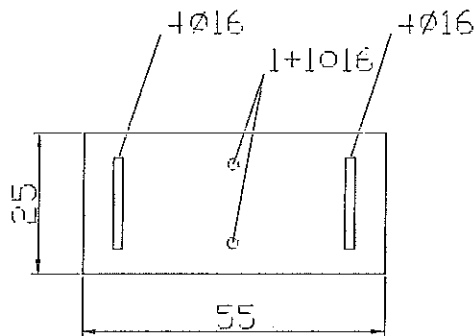


Col. 20 Piano 4°

$$A_c = 1375 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10\phi 16 = 10 \cdot 2.01 = 20.10 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = \frac{20.10}{1375} = 1.5\%$$

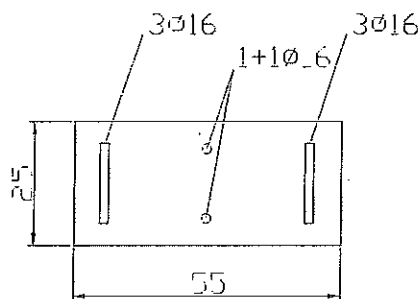


Col. 20 Piano 6° Piano 8°

$$A_c = 1375 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8\phi 16 = 8 \cdot 2.01 = 16.08 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = \frac{16.08}{1375} = 1.2\%$$

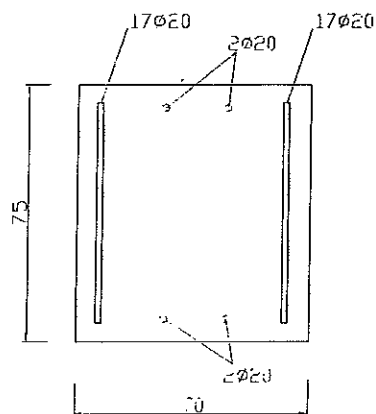


Col. 29 Piano S2

$$A_c = 5250 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 38\phi 20 = 38 \cdot 3.14 = 119.32 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = \frac{119.32}{5250} = 2.2\%$$

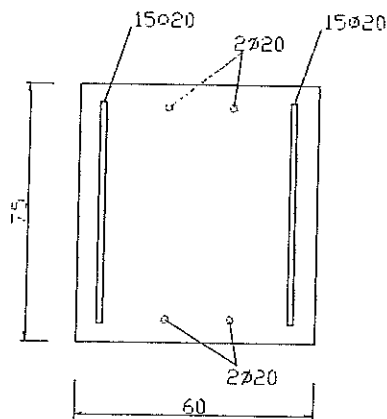


Col. 29 Piano S1

$$A_c = 4500 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 34\phi 20 = 34 \cdot 3.14 = 106.76 \text{ cm}^2$$

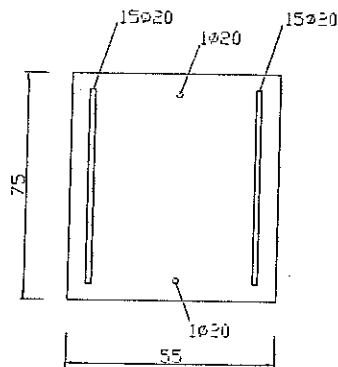
$$\rho_s = \frac{106.76}{4500} = 2.3\%$$

Col. 29 Piano Terra

$$A_c = 4125 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 32\phi 20 = 32 \cdot 3.14 = 100.48 \text{ cm}^2$$

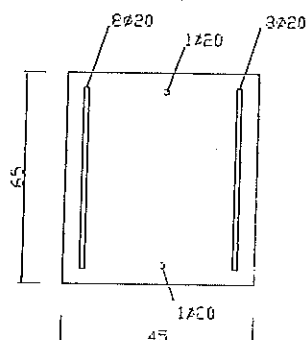
$$\rho_s = \frac{100.48}{4125} = 2.4\%$$

Col. 29 Piano 2°

$$A_c = 2925 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 18\phi 20 = 18 \cdot 3.14 = 56.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = \frac{56.52}{2925} = 1.9\%$$

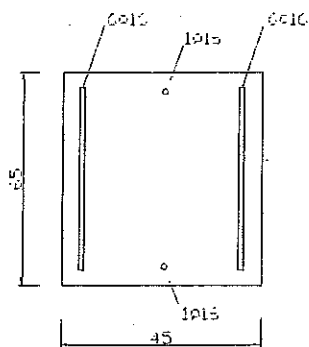


Col. 29 Piano 4°

$$A_c = 2925 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 14\phi 16 = 14 \cdot 2.01 = 28.14 \text{ cm}^2$$

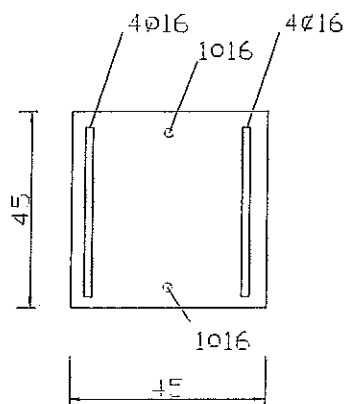
$$\rho_s = \frac{28.14}{2925} = 1\%$$

Col. 29 Piano 6°

$$A_c = 2025 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10\phi 16 = 10 \cdot 2.01 = 20.10 \text{ cm}^2$$

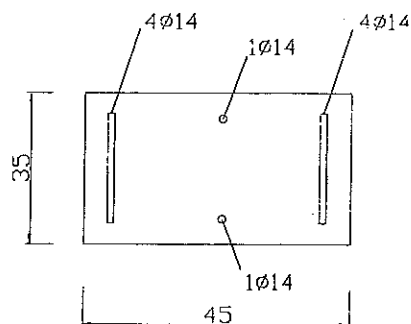
$$\rho_s = \frac{20.10}{2025} = 1\%$$

Col. 29 Piano 8°

$$A_c = 1575 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10\phi 14 = 10 \cdot 1.54 = 15.40 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = \frac{15.40}{1575} = 1\%$$



Nella Tab.7.1 sono riportati per le varie sezioni i valori medi e massimi delle tensioni in esercizio, associati alle corrispondenti sollecitazioni. Nelle ultime due colonne sono raccolte anche le tensioni calcolate in sede di progetto.

EDIFICIO A (risultati sulle colonne)

PIANO	ELEM. STRUTT.	σ_c (kg/cm ²)	$\sigma_{c\text{ MAX}}$ (kg/cm ²)	σ_c PROGETTO (kg/cm ²)	$\sigma_{c\text{ MAX}}$ PROGETTO (kg/cm ²)
S2	COL. 20	53,1	71,8	45	45
S1	COL. 20	55,7	75,2	48	64
PT	COL. 20	55,2	76,1	47	63
P2	COL. 20	63,0	98,6	42	63
P4	COL. 20	65,1	108,6	42	65
P6	COL. 20	48,8	86,0	36	65
P8	COL. 20	31,3	60,6	27	60
S2	COL. 29	60,0	65,5	56	64
S1	COL. 29	55,5	73,6	60	63
PT	COL. 29	58,5	75,8	73	75
P2	COL. 29	66,9	92,0	64	64
P4	COL. 29	54,1	84,4	60	72
P6	COL. 29	42,6	88,6	53	70
P8	COL. 29	34,0	71,4	45	64

Tab.7.1

7.1.2 Edificio B - Colonne

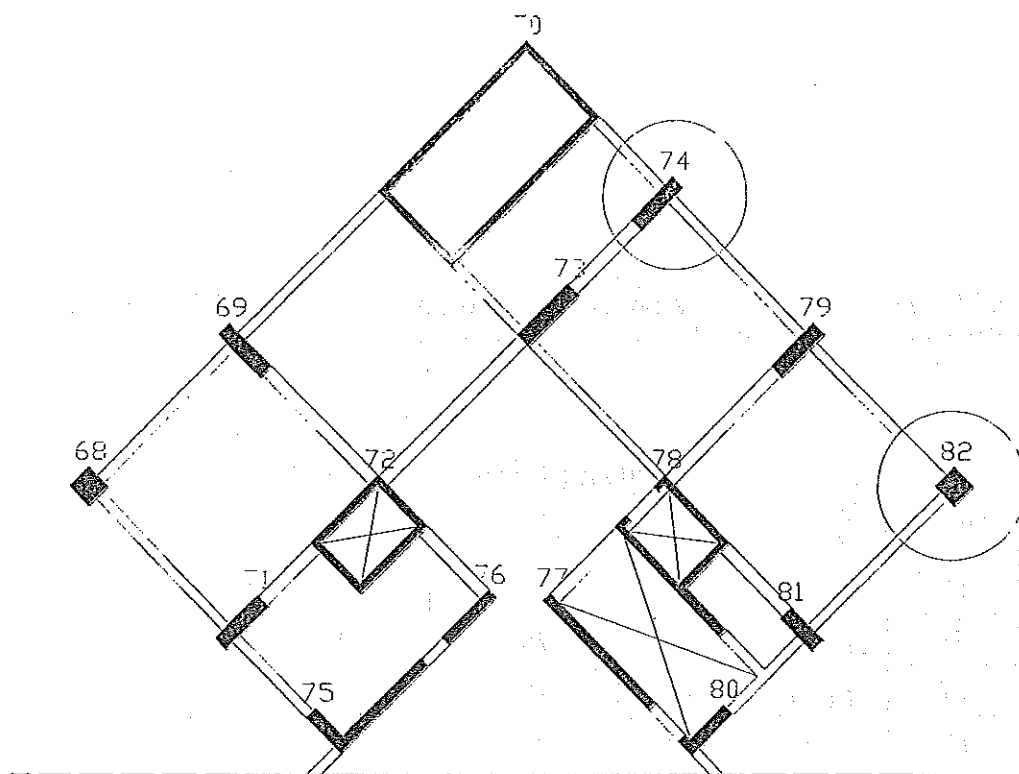


Fig. 7.2 Localizzazione degli elementi sottoposti a verifiche sezionali

Le colonne prese in considerazione sono la colonna 82 e la colonna 74 indicate nella Fig.7.2. Per esse si hanno le caratteristiche geometriche di seguito riportate

Col. 82 Piano S2 Piano S1 Piano Terra

S2: $A_c = 9025 \text{ cm}^2$

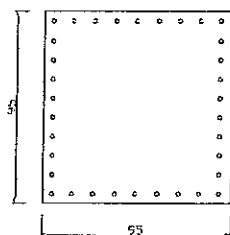
$$A_s = 36\phi 20 = 36 \cdot 3.14 = 113.04 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = \frac{113.04}{9025} = 1,2\%$$

S1: $A_c = 9025 \text{ cm}^2$

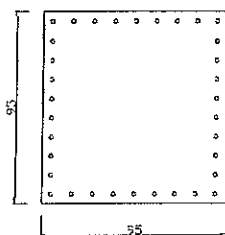
$$A_s = 36\phi 20 = 36 \cdot 3.14 = 113.04 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = \frac{113.04}{9025} = 1,2\%$$

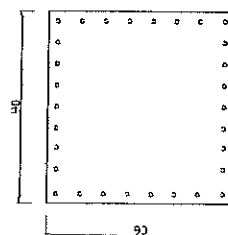


S0: $A_c = 8100 \text{ cm}^2$

$$A_s = 30\phi 20 = 30 \cdot 3.14 = 94.30 \text{ cm}^2$$



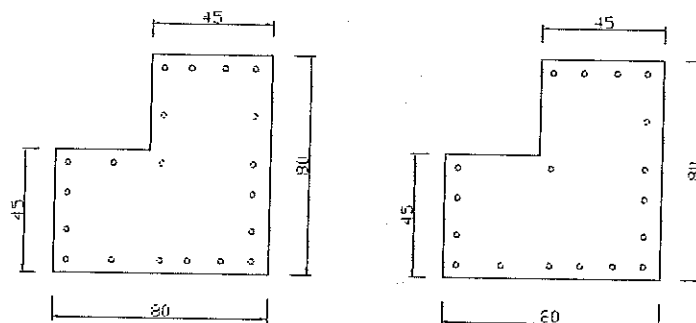
$$\rho_s = \frac{94.20}{8100} = 1,2\%$$



Col. 82 Piano 2° Piano 4°P2: $A_c = 5175 \text{ cm}^2$

$$A_s = 20\phi 20 = 20 \cdot 3.14 = 62.8 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = \frac{62.80}{5175} = 1.2\%$$

P4: $A_c = 5175 \text{ cm}^2$

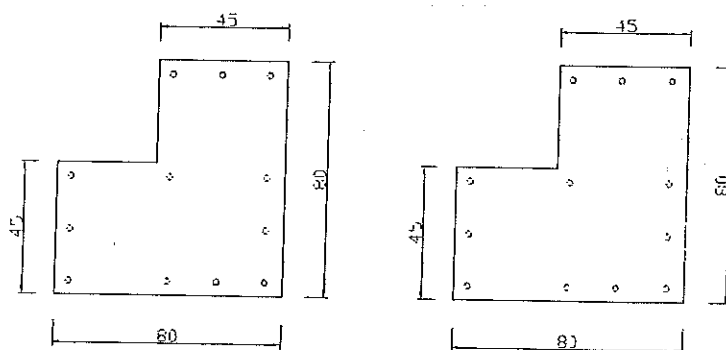
$$A_s = 18\phi 20 = 18 \cdot 3.14 = 56.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = \frac{56.52}{5175} = 1.1\%$$

Col. 82 Piano 6° Piano 8°P6: $A_c = 5175 \text{ cm}^2$

$$A_s = 12\phi 20 = 12 \cdot 3.14 = 37.68 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = \frac{37.68}{5175} = 0.7\%$$

P8: $A_c = 5175 \text{ cm}^2$

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

$$\rho_s = \frac{24.12}{5175} = 0.5\%$$

Col. 74 Piano S2 Piano S1S2: $A_c = 11550 \text{ cm}^2$

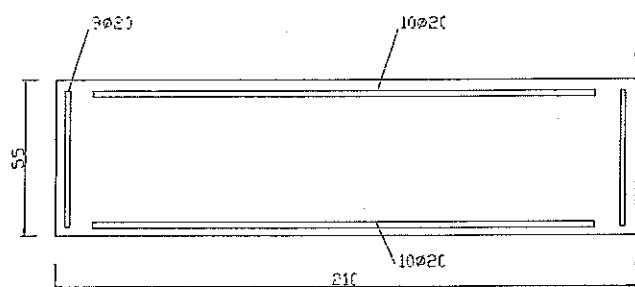
$$A_s = 38\phi 20 = 38 \cdot 3.14 = 119.32 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = \frac{119.32}{11550} = 1\%$$

S1: $A_c = 11550 \text{ cm}^2$

$A_s = 38\phi 20 = 38 \cdot 3.14 = 119.32 \text{ cm}^2$

$\rho_s = \frac{119.32}{11550} = 1\%$

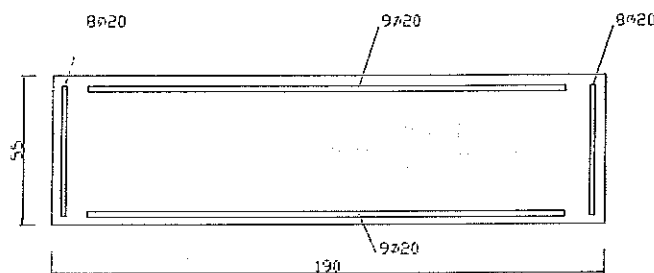


Col. 74 Piano Terra

$A_c = 10450 \text{ cm}^2$

$A_s = 34\phi 20 = 34 \cdot 3.14 = 106.76 \text{ cm}^2$

$\rho_s = \frac{106.76}{10450} = 1\%$

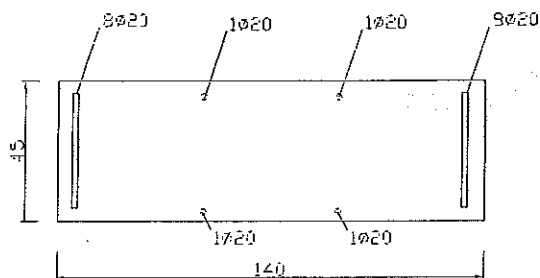


Col. 74 Piano 2° Piano 4°

$A_c = 6300 \text{ cm}^2$

$A_s = 20\phi 20 = 20 \cdot 3.14 = 62.8 \text{ cm}^2$

$\rho_s = \frac{62.80}{6300} = 1\%$

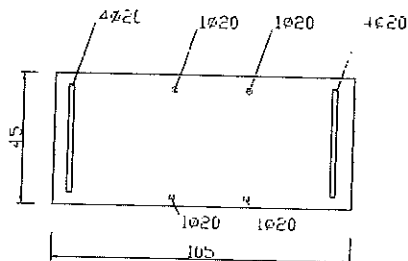


Col. 74 Piano 6°

$A_c = 4725 \text{ cm}^2$

$$A_s = 12\phi 20 = 12 \cdot 3.14 = 37.68 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = \frac{37.68}{4725} = 0.8\%$$

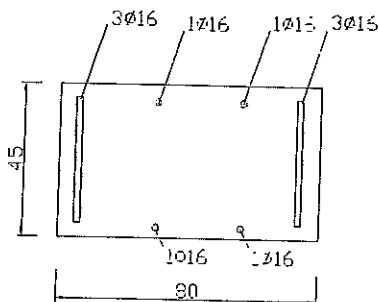


Col. 74 Piano 8°

$$A_c = 3600 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10\phi 16 = 10 \cdot 2.01 = 20.10 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = \frac{20.10}{3600} = 0.6\%$$



Nella Tab.7.2 sono elencati per le varie sezioni i valori medi e massimi delle tensioni in esercizio, associati alle sollecitazioni corrispondenti. Nell'ultima colonna è riportata la tensione media calcolata in sede di progetto.

EDIFICIO B (risultati sulle colonne)

PIANO	ELEM. STRUTT.	σ_c (kg/cm ²)	$\sigma_{c \text{ MAX}}$ (kg/cm ²)	σ_c PROGETTO (kg/cm ²)
S2	COL. 82	60,7	67,6	53
S1	COL. 82	56,4	70,3	49
PT	COL. 82	58,9	72,6	50
P2	COL. 82	67,0	95,2	60
P4	COL. 82	53,2	88,6	52
P6	COL. 82	40,5	78,0	38
P8	COL. 82	34,2	68,5	23
S2	COL. 74	53,2	54,6	41
S1	COL. 74	49,2	51,2	37
PT	COL. 74	47,6	53,4	37
P2	COL. 74	57,2	70,7	52
P4	COL. 74	48,9	65,6	46
P6	COL. 74	50,7	73,4	47

P8	COL. 74	46,5	76,6	40
----	---------	------	------	----

Tab. 7.2

7.1.3 Edificio C - Colonne

Con riferimento allo stralcio della pianta dell'edificio C, riportata in Fig.7.3, le colonne studiate sono la 97, la 101 e la 145. Per quanto riguarda le sezioni trasversali, queste, per le colonne 97 e 101, sono analoghe a quella della colonna 20 dell'edificio A, mentre per la colonna 145 vale la geometria della colonna 29 del medesimo edificio. Nella Tab.7.3 sono riportate le tensioni in esercizio per le varie sezioni, insieme alla tensione media e a quella massima, calcolate in sede di progetto e riportate nelle ultime due colonne della Tab.7.3

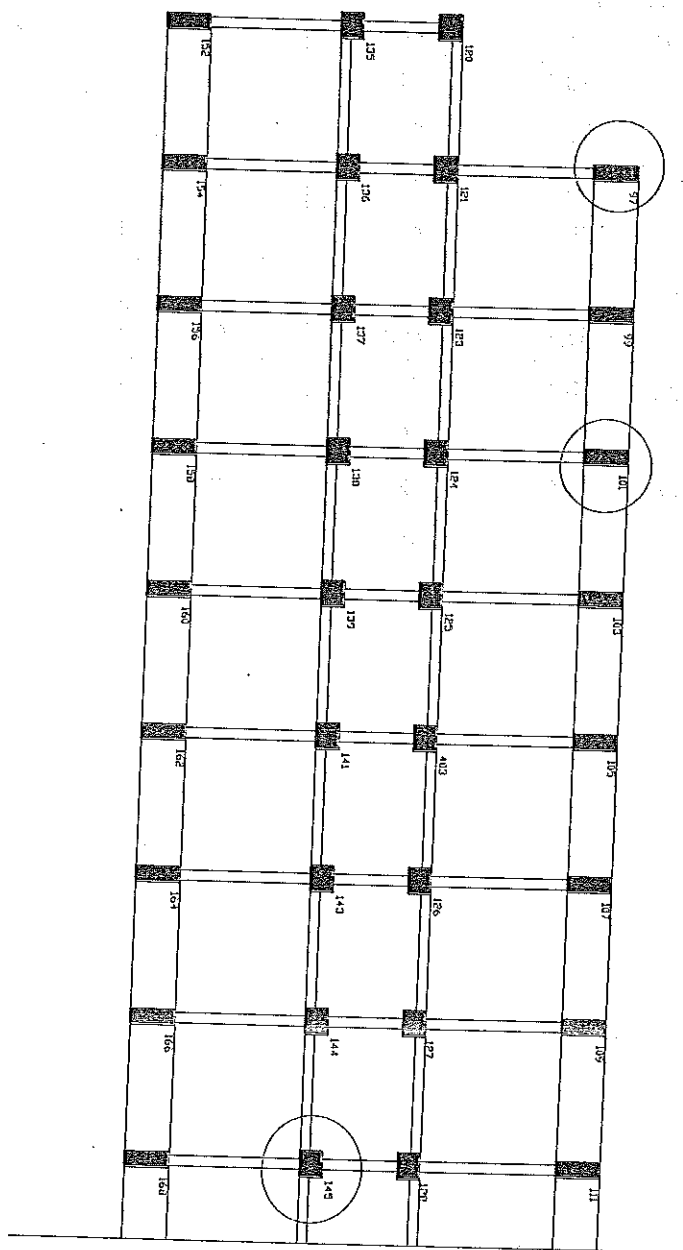


Fig.7.3 Localizzazione degli elementi sottoposti a verifiche sezionali

EDIFICIO C (risultati sulle colonne)

PIANO	ELEM. STRUTT.	σ_c (kg/cm ²)	$\sigma_{c \text{ MAX}}$ (kg/cm ²)	σ_c PROGETTO (kg/cm ²)	$\sigma_{c \text{ MAX}}$ PROGETTO (kg/cm ²)
S2	COL. 97	51,5	68,6	45	45
S1	COL. 97	53,7	73,6	48	64
PT	COL. 97	52,7	78,5	47	63
P4	COL. 97	48,4	90,1	42	65
P8	COL. 97	35,9	71,8	27	60
S2	COL. 101	67,1	81,0	45	45
S1	COL. 101	70,3	81,6	48	64
PT	COL. 101	70,2	80,6	47	63
P4	COL. 101	58,3	78,0	42	65
P8	COL. 101	29,6	47,1	27	60
S2	COL. 145	54,2	62,3	56	64
S1	COL. 145	55,1	69,8	60	63
PT	COL. 145	55,1	72,5	73	75
P4	COL. 145	57,3	78,5	60	72
P8	COL. 145	49,8	72,8	45	64

Tab.7.3

7.1.4 Edificio R - Colonne

Nella Fig. 7.4 sono indicate le colonne 75,76, oggetto delle analisi svolte. Le sezioni trasversali delle colonne sono riportate nel prosieguo.

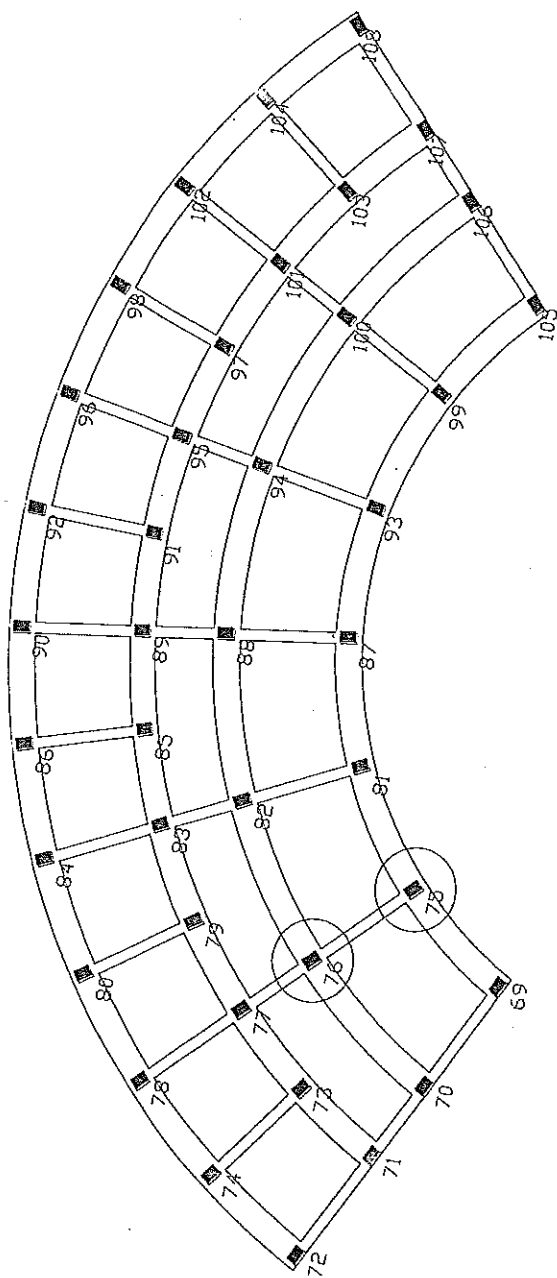


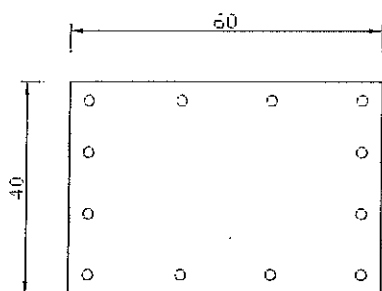
Fig. 7.4 Localizzazione degli elementi sottoposti a verifiche sezionali

Col. 75 Col.76 Piano S2

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

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

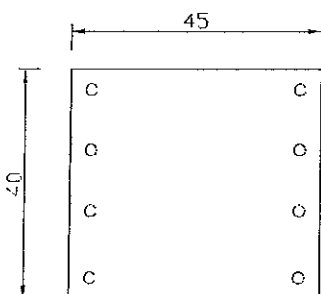
$$\rho_s = \frac{24.12}{2400} = 1\%$$

Col. 75 Piano PT

$$A_c = 1800 \text{ cm}^2$$

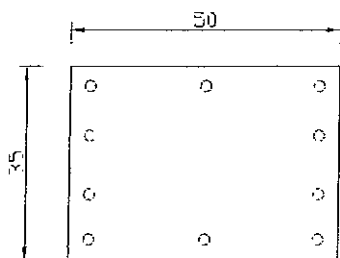
$$A_s = 8\phi 16 = 8 \cdot 2.01 = 16.08 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = \frac{16.08}{1800} = 0.9\%$$

Col. 76 Piano PT

$$A_c = 1750 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10\phi 16 = 10 \cdot 2.01 = 20.10 \text{ cm}^2 \quad \rho_s = \frac{20.10}{1750} = 1.1\%$$



I risultati delle analisi sono riportati nella Tab.7.4, nella quale l'ultima colonna contiene i valori delle tensioni calcolate in sede di progetto.

EDIFICIO R (risultati sulle colonne)

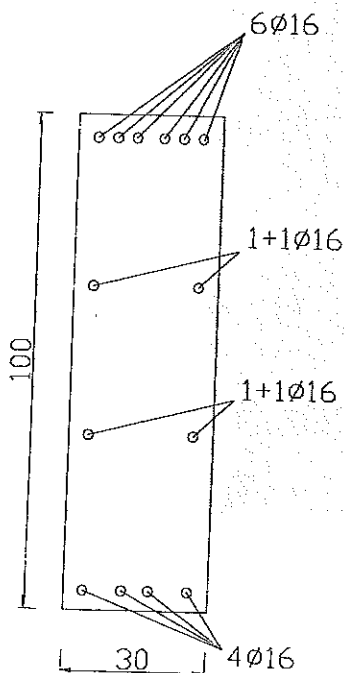
PIANO	ELEM. STRUTT.	σ_c (kg/cm ²)	$\sigma_{c \text{ MAX}}$ (kg/cm ²)	σ_c PROGETTO (kg/cm ²)
S2	COL. 75	61,2	77,3	57,0
PT	COL. 75	55,6	84,0	59,0
S2	COL. 76	71,2	80,3	61,0
PT	COL. 76	60,9	68,3	56,0

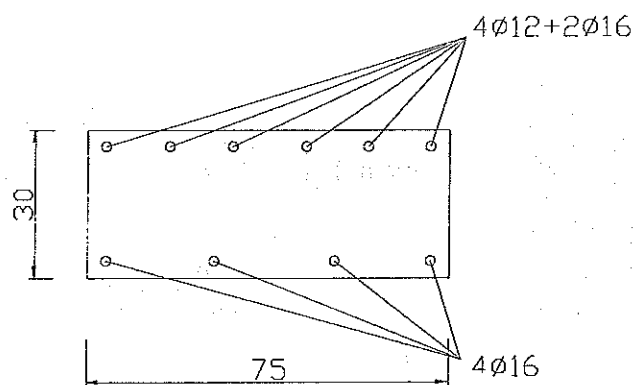
Tab.7.4

7.1.5 Edifici A,C-Travi

Si riportano di seguito le sezioni sull'appoggio di continuità per le travi dei telai costituenti l'ossatura portante degli edifici A,C.

Trave Piano S2 S1 PT 1°



Trave Piano 2°, 3°, 4°, 5°, 6°, 7°, 8°, 9°, 10°, 11°

Come può rilevarsi dai diagrammi tensionali rappresentati nelle Fig.7.5,7.6, risulta :

- $\sigma_{Max} = -47,74 \text{ kg/cm}^2$ all'appoggio per la trave ribassata ai piani inferiori;
- $\sigma_{Max} = -86,72 \text{ kg/cm}^2$ all'appoggio per la trave in spessore ai piani superiori.

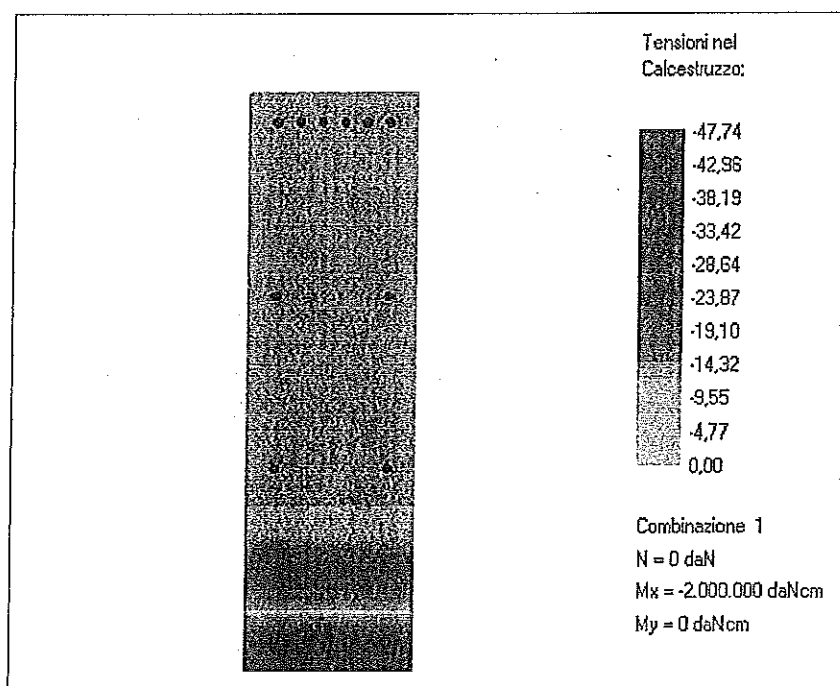


Fig. 7.5

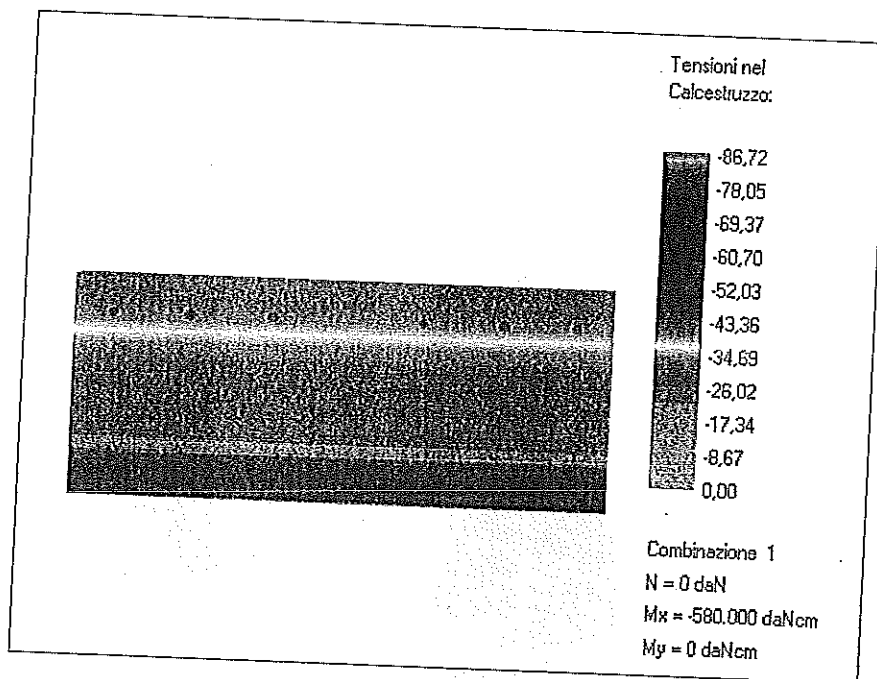
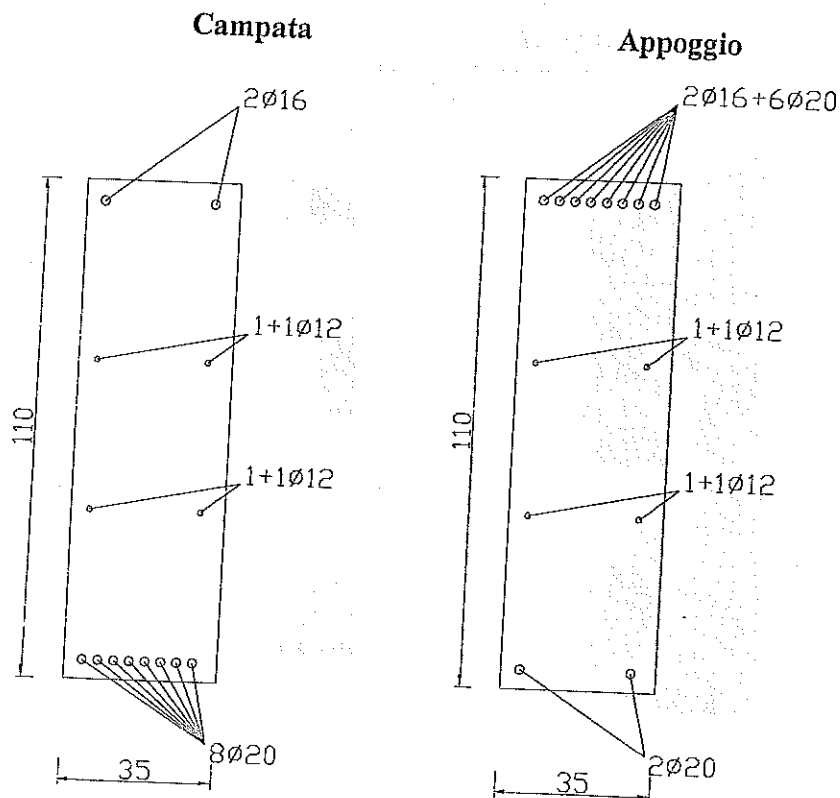


Fig. 7.6

7.1.6 Edificio B-Travi

Si riportano di seguito le sezioni per la trave 68-71.



Dai diagrammi tensionali riportati nelle Fig. 7.7, 7.8 risulta:

- $\sigma_{Max} = -21,64 \text{ kg/cm}^2$ in campata;
- $\sigma_{Max} = -39,02 \text{ kg/cm}^2$ all'appoggio.

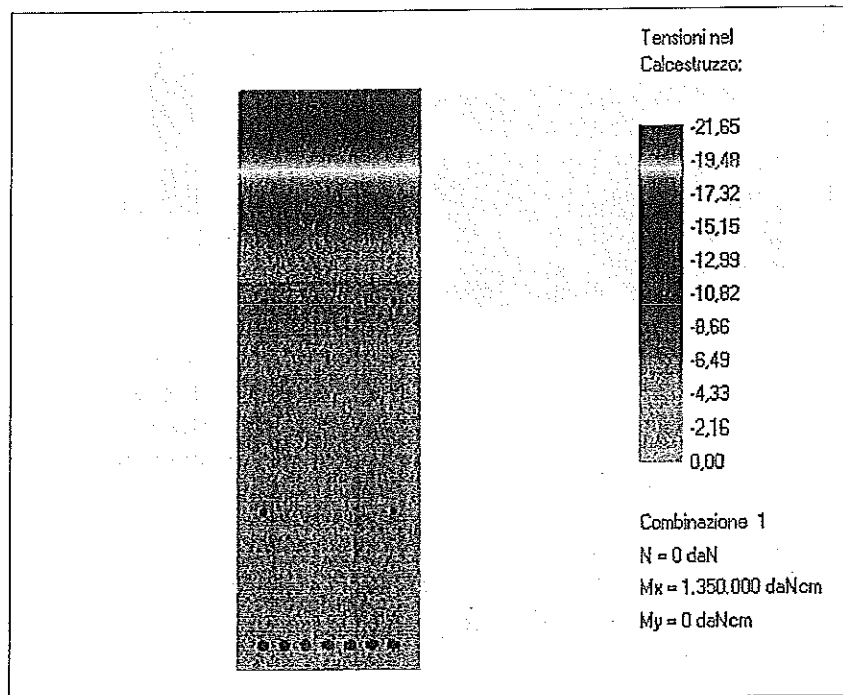


Fig.7.7

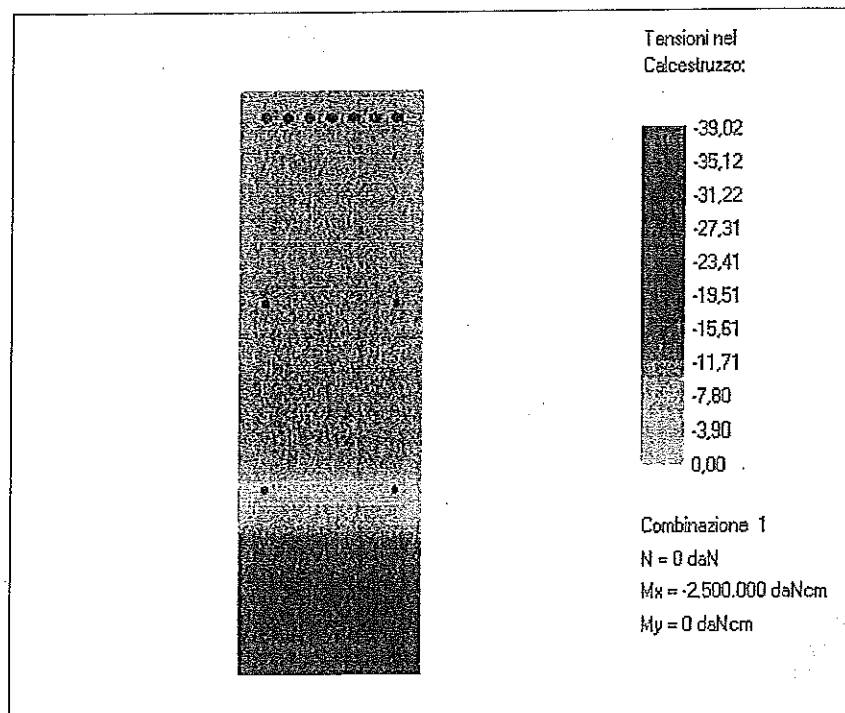
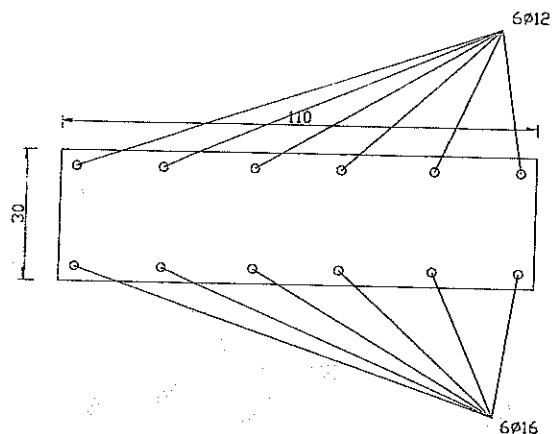


Fig.7.8

7.1.7 Edificio R-Travi

Si riporta di seguito la sezione di campata della trave 72-78.

Trave 72-78



Dal diagramma tensionale riportato nella Fig.7.9, si ricava :

- $\sigma_{Max} = -38,99 \text{ kg/cm}^2$

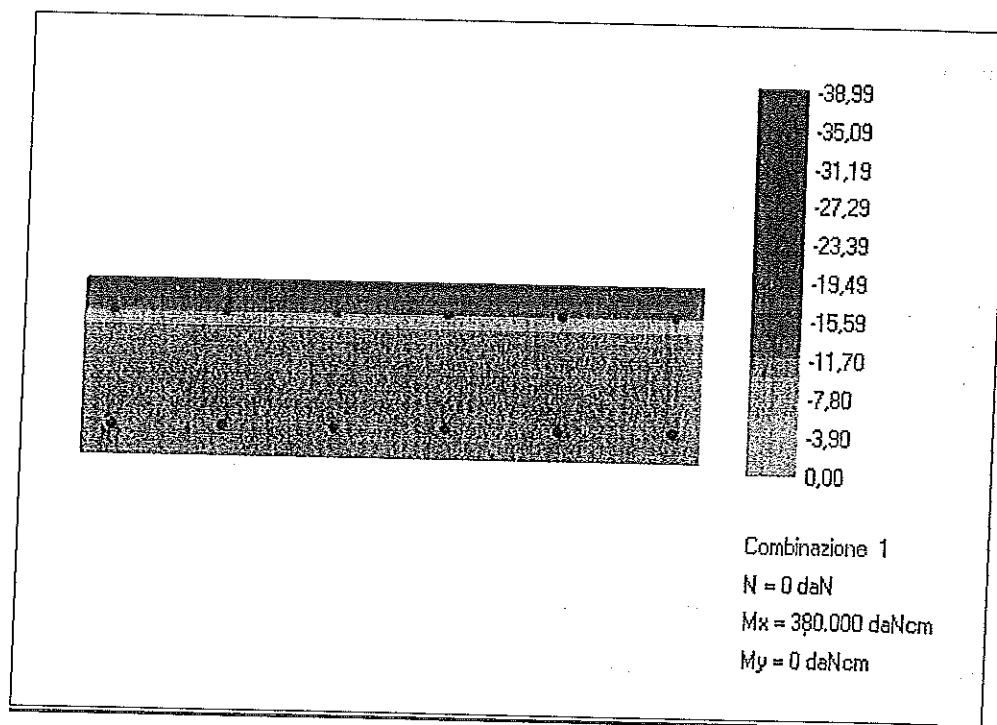
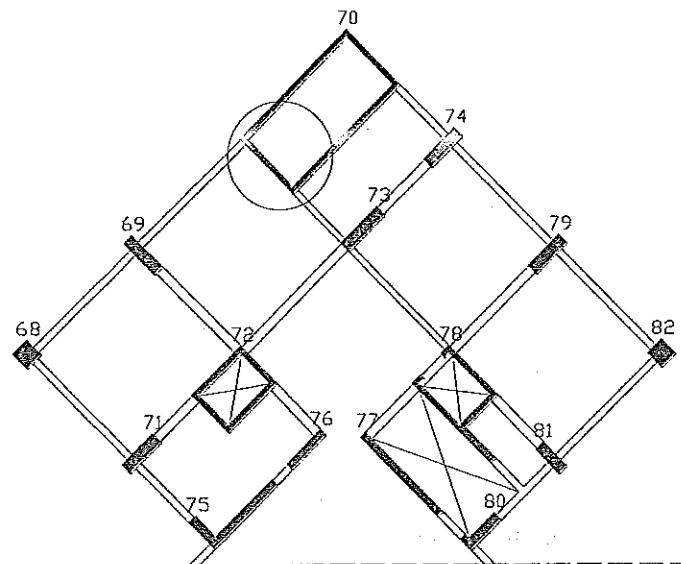


Fig.7.9

7.1.8 Setti

7.1.8.1 Edificio B

Si prende in considerazione il setto 70, oggetto di indagini conoscitive su cls.

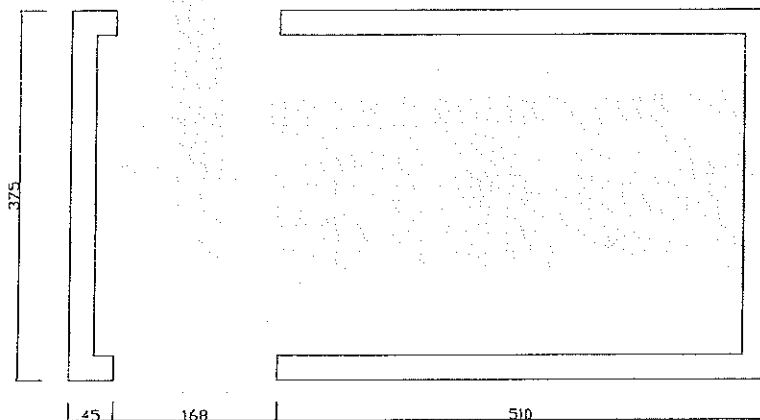


setto 70:

spessore = 25 cm

armatura verticale: (1+1) $\Phi 20/20$

armatura orizzontale: (1+1) $\Phi 8/20$



Alla base del setto le tensioni in esercizio valgono:

$$\sigma_{MAX} = -41,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{MAX} = 5 \text{ kg/cm}^2$$

Si riporta in Fig. 7.10 il diagramma tensionale del setto 70.

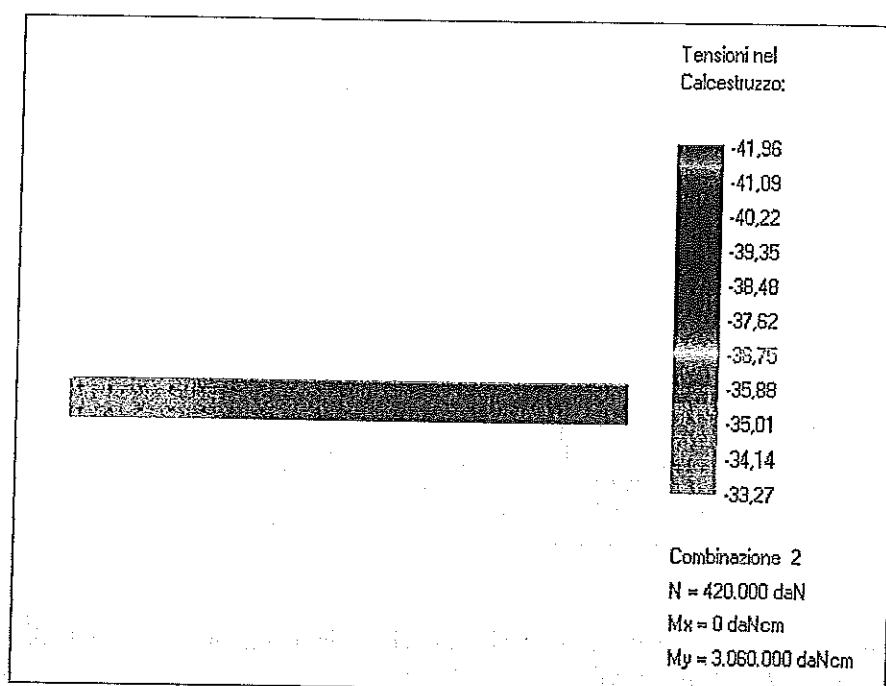


Fig. 7.10

Lo stato tensionale nel setto appare tollerabile anche secondo le prescrizioni dei documenti normativi vigenti all'epoca della costruzione.

7.2 Analisi allo Stato Limite Ultimo

7.2.1 Edifici A, C - Colonne

Allo scopo di evidenziare maggiormente le inadeguatezze già riscontrate nelle verifiche sezionali allo stato limite di esercizio, si prendono in considerazione le colonne per le quali si sono ottenuti i valori minimi sperimentali della resistenza a compressione del calcestruzzo. La tensione di calcolo per il calcestruzzo viene assunta pari alla resistenza minima misurata divisa per il coefficiente $\gamma_c=1.5$ incrementato del 25% per tenere conto della elevata dispersione osservata nei risultati dei tests sperimentali. Con riferimento ai piani secondo interrato (S2), primo interrato (S1) e terreno (S0) degli edifici A,C, risulta quanto segue:

Edificio/piano	Colonna	R_c (MPa)	$f_{cd}=R_c/(1.5 \times 1.25)$ (MPa)
A - S2	22	15.0	8.0
A - S1	42	11.4	6.1
A - S0	49	10.7	5.7
C - S2	127	15.4	8.2
C - S1	168	11.6	6.2
C - S0	119	9.4	5.0

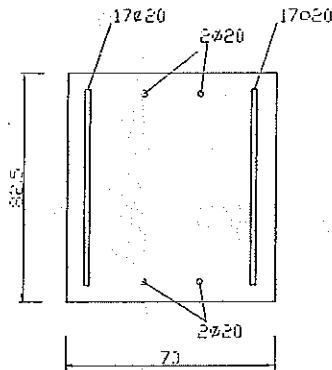
Si riporta la sezione della colonna 22 al piano S2.

Col. 22 Piano S2

$$A_c = 5775 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 38\phi 20 = 38 \cdot 3.14 = 114.32 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = \frac{114.32}{5775} = 2\%$$



Per la sezione delle colonne 42 e 49 si fa riferimento rispettivamente a quelle delle colonne 20 e 29 riportate nel paragrafo 7.1.1; per la colonna 127 alla sezione della colonna 145, per le colonne 168 e 119 alla sezione della colonna 101, riportate nel paragrafo 7.1.3.

Nelle Fig. 7.13 - 7.24 si riportano i diagrammi di interazione resistenti Momento (M) – Forza Normale (N) allo stato limite ultimo. Nelle medesime figure sono riportati i punti rappresentativi dello stato di sollecitazione per le sezioni delle colonne sopracitate, localizzate in pianta nelle Fig. 7.11 (Edificio A) e 7.12 (Edificio C).

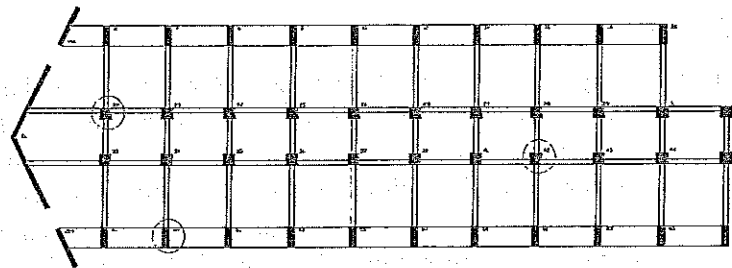


Fig. 7.11 Localizzazione degli elementi scelti per il calcolo dei diagrammi di rottura, Edificio A

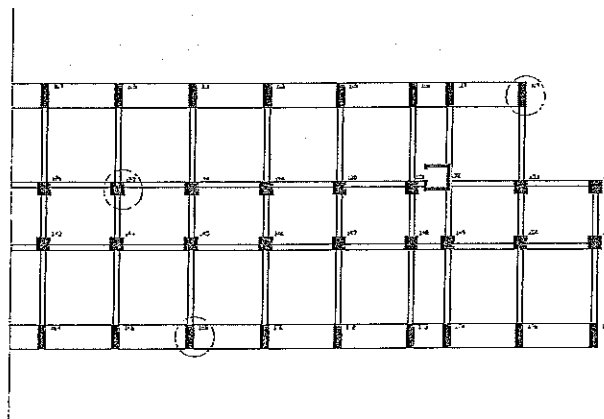


Fig. 7.12 Localizzazione degli elementi scelti per il calcolo dei diagrammi di rottura, Edificio C

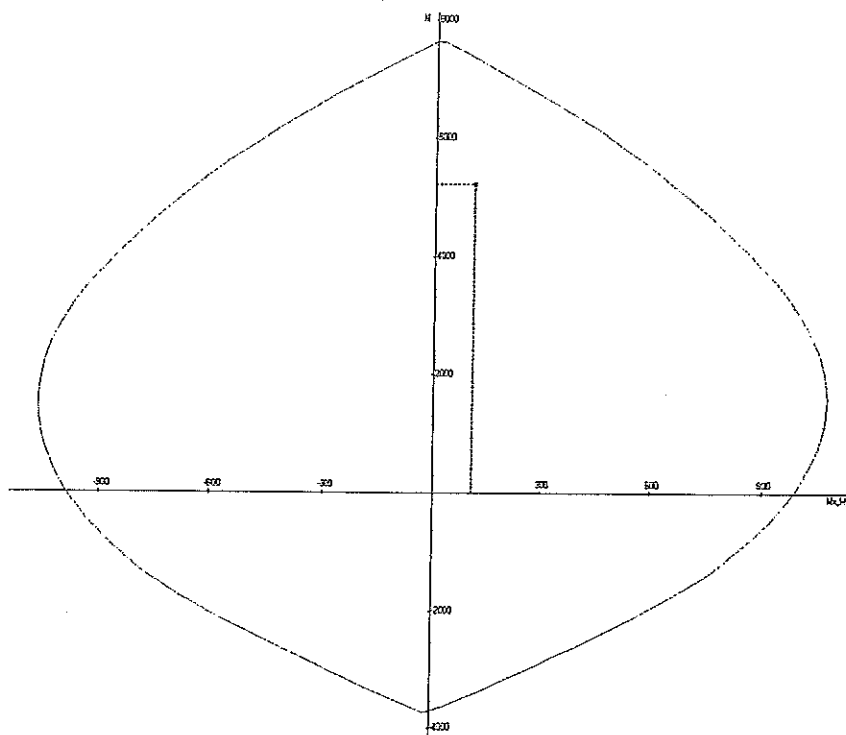


Fig. 7.13 – Col. 22 Piano S2 – SLU

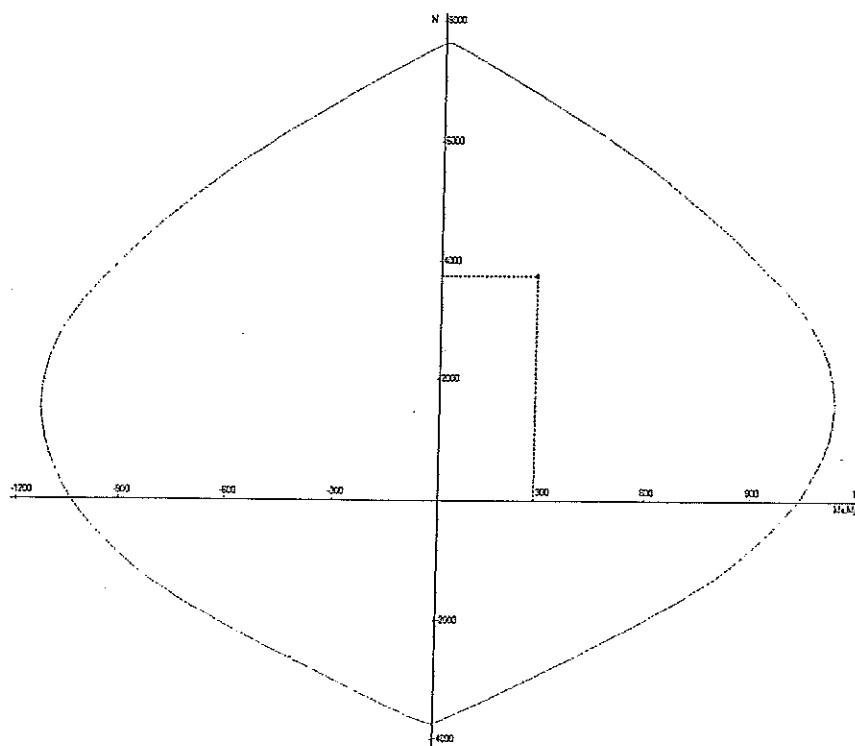


Fig. 7.14 – Col. 22 Piano S2 – DS (E=25800 – q=1,5)

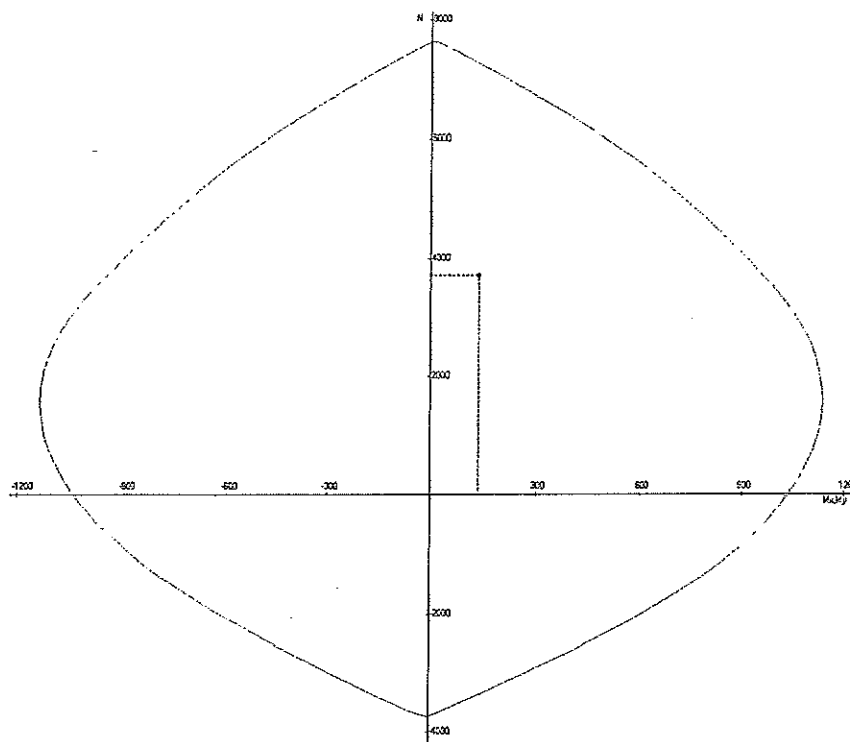


Fig. 7.15 – Col. 22 Piano S2 – DS ($E=25800 - q=3,0$)

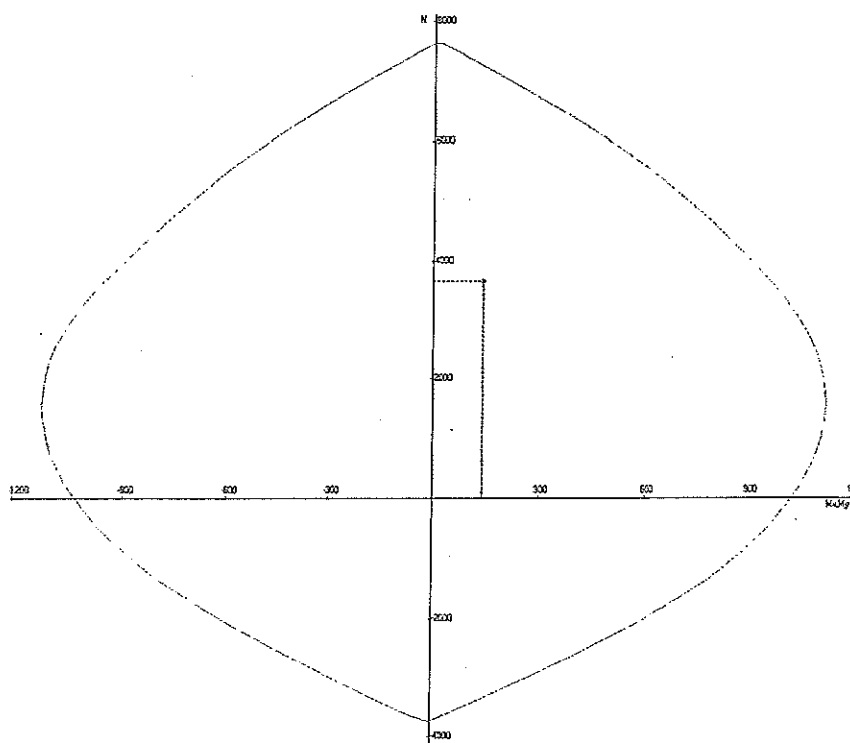


Fig. 7.16 – Col. 22 Piano S2 – DS ($E=12000 - q=1,5$)

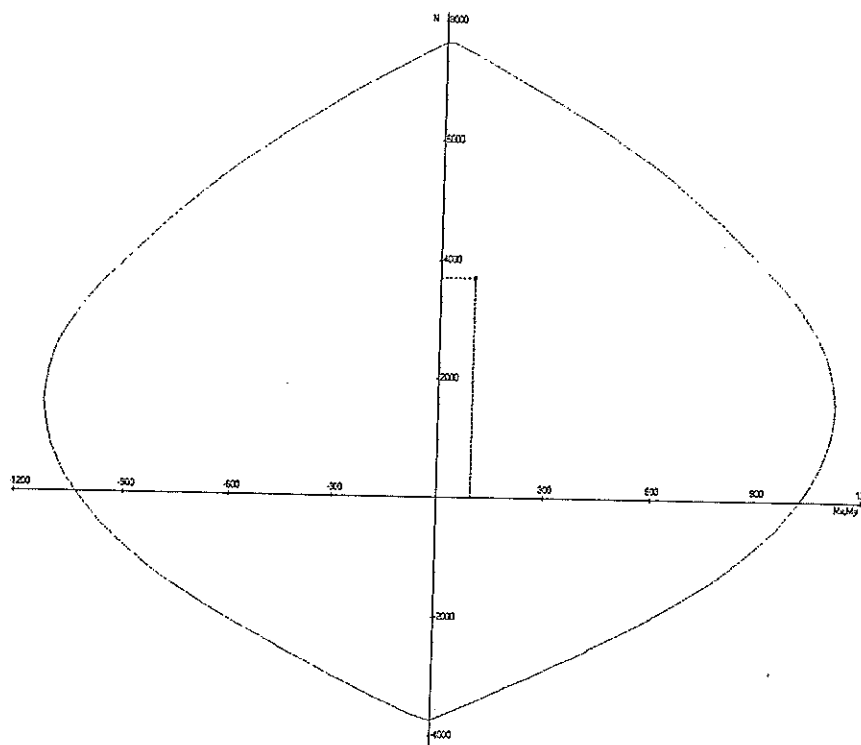


Fig. 7.17 – Col. 22 Piano S2 – DS ($E=12000 - q=3,0$)

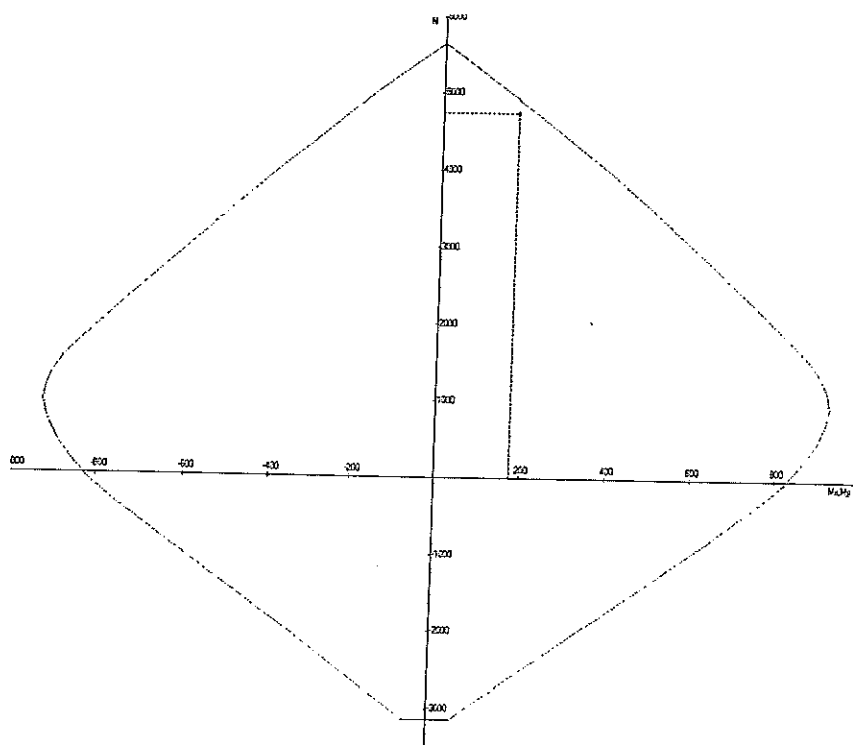
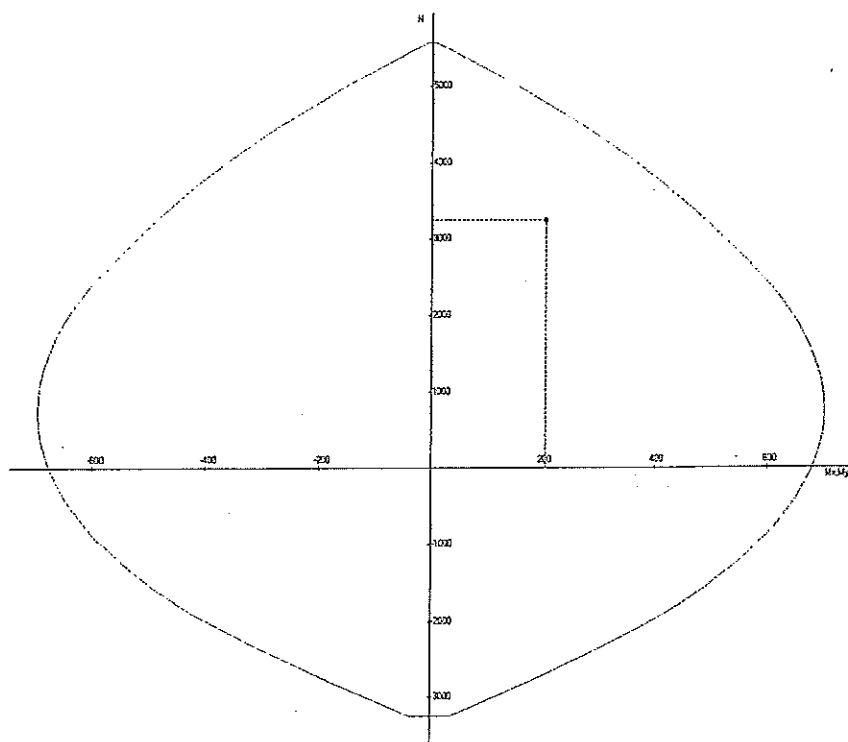
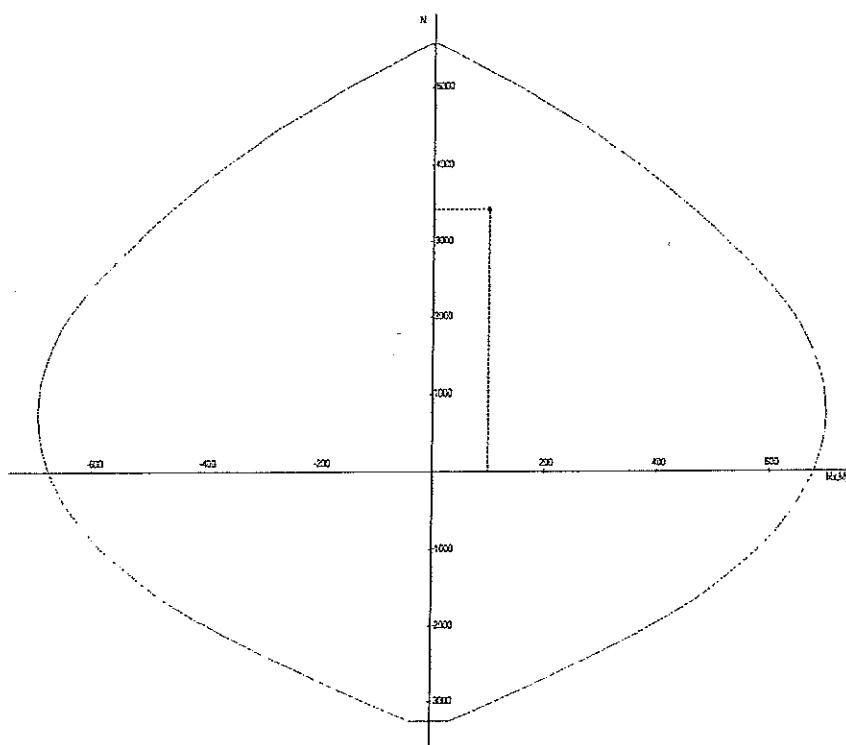


Fig. 7.18 – Col. 42 Piano S1 – SLU

Fig. 7.19 – Col. 42 Piano S1 – DS ($E=25800 - q=1,5$)Fig. 7.20 – Col. 42 Piano S1 – DS ($E=25800 - q=3,0$)

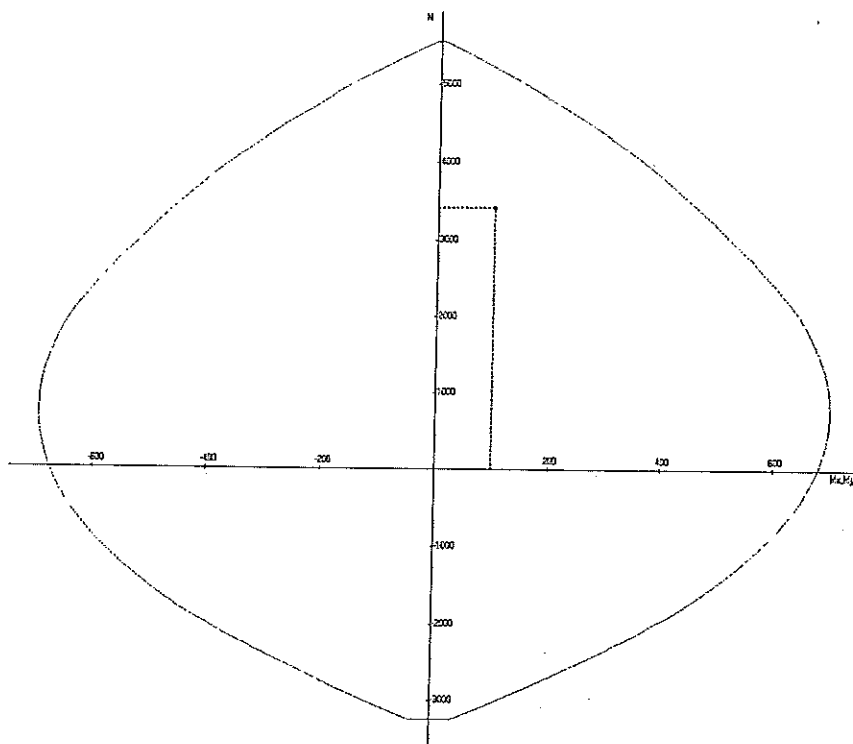


Fig. 7.21 – Col. 42 Piano S1 – DS ($E=12000 - q=1,5$)

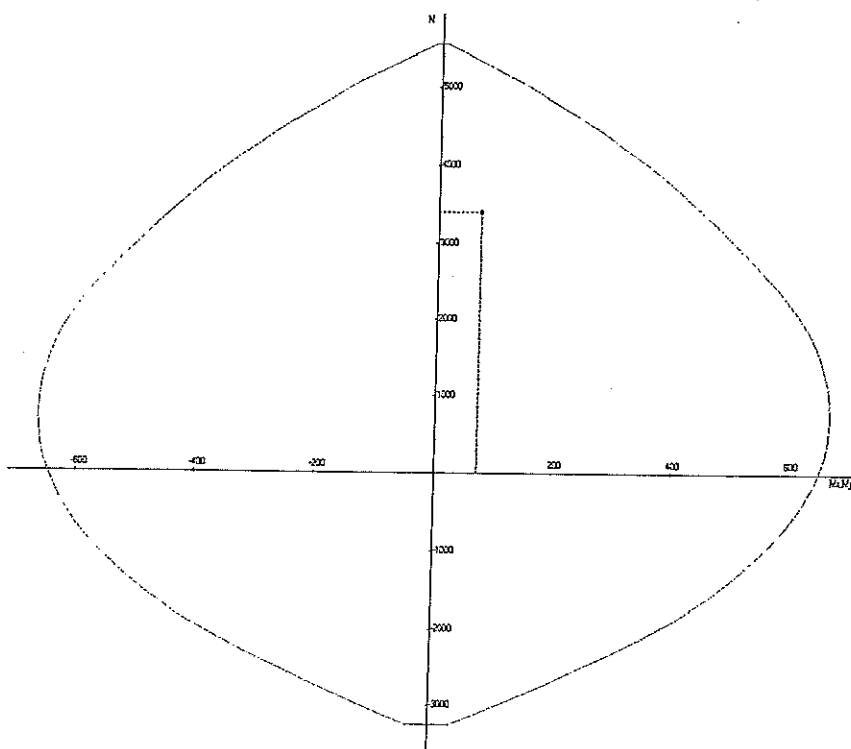


Fig. 7.21 – Col. 42 Piano S1 – DS ($E=12000 - q=3,0$)

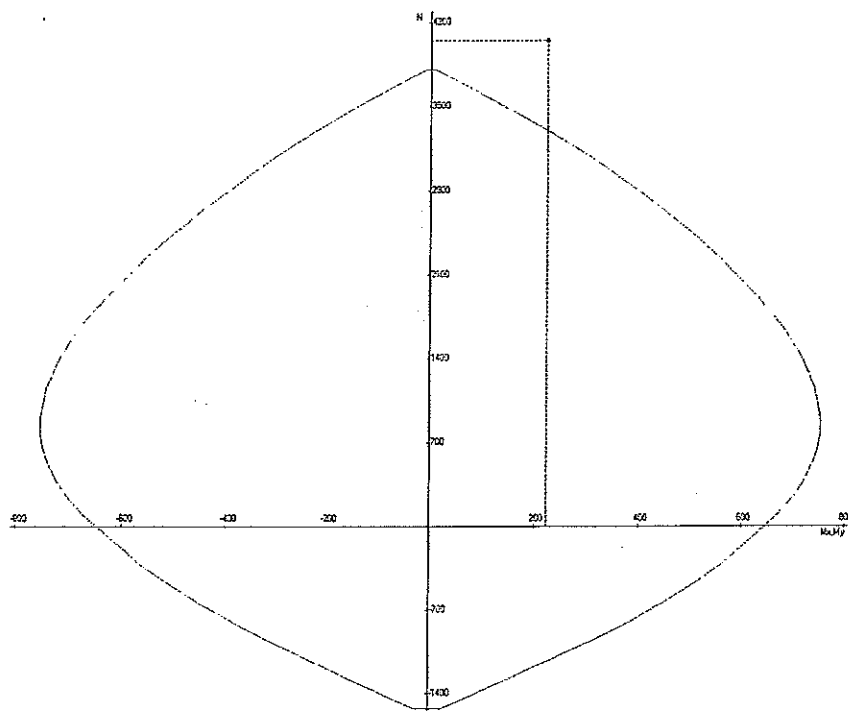
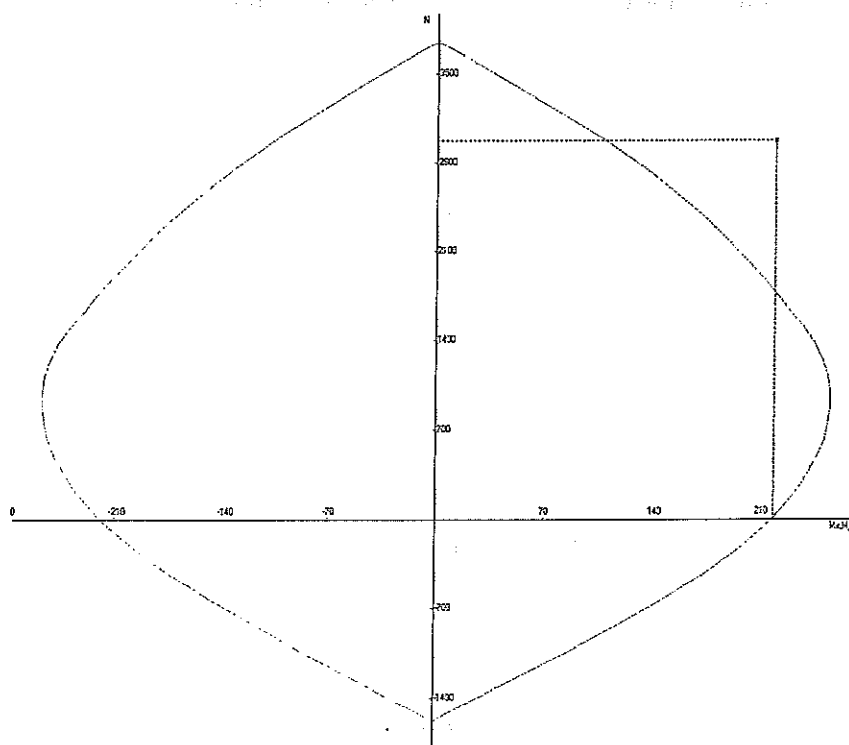
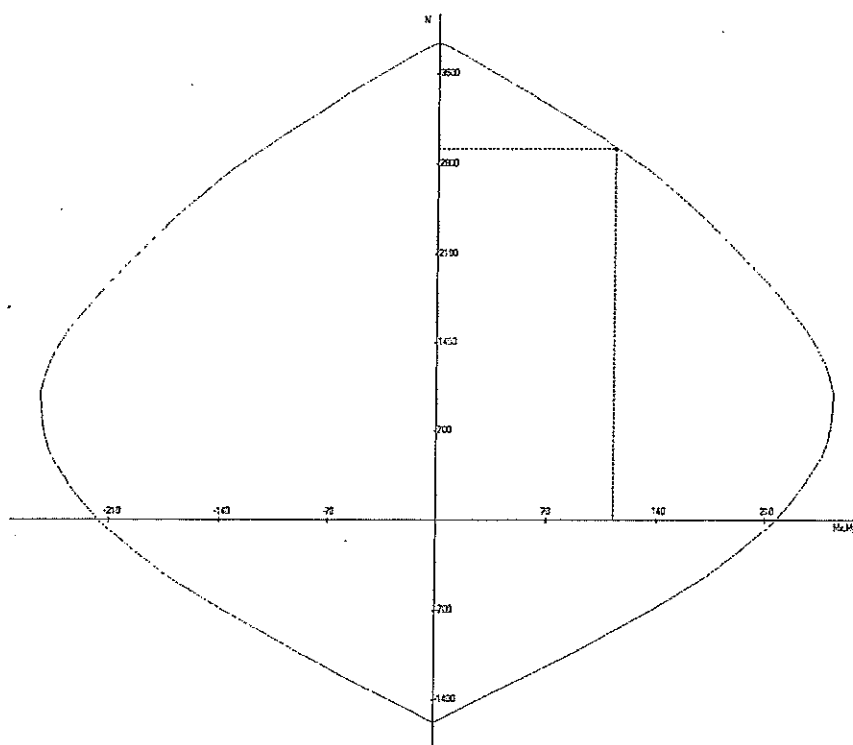
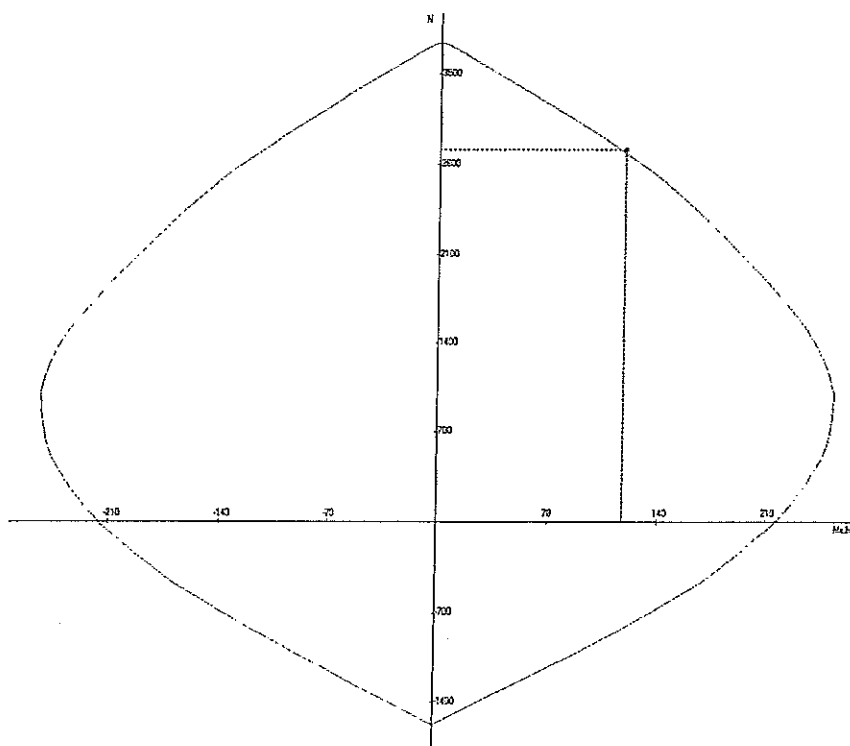


Fig. 7.22 – Col. 49 Piano S0 – SLU

Fig. 7.23 – Col. 49 Piano S0 – DS ($E=25800 - q=1,5$)

Fig. 7.24 – Col. 49 Piano S0 – DS ($E=25800 - q=3,0$)Fig. 7.25 – Col. 49 Piano S0 – DS ($E=12000 - q=1,5$)

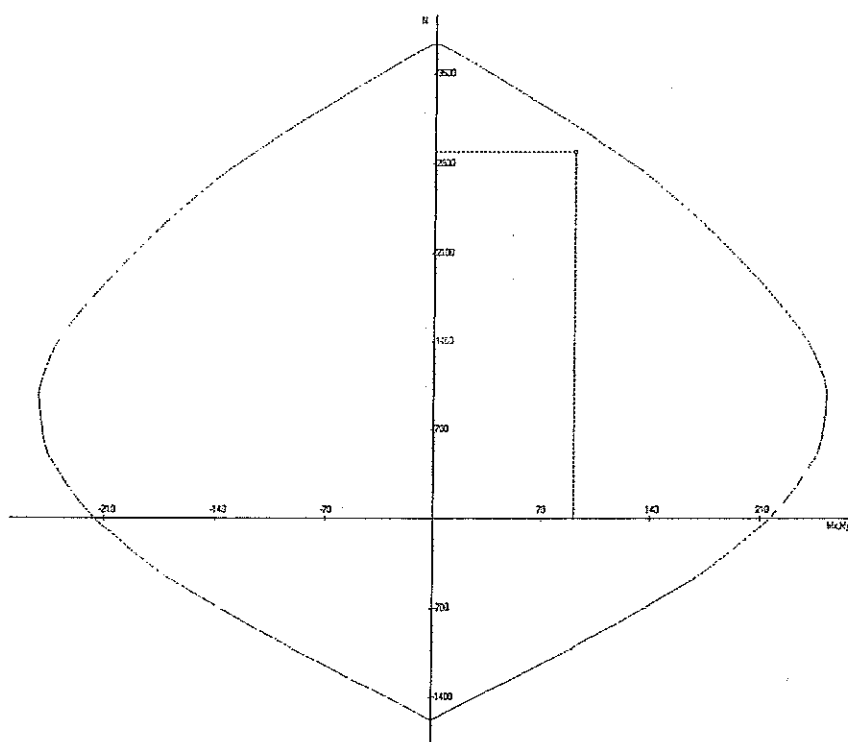


Fig. 7.26 – Col. 49 Piano S0 – DS ($E=12000 - q=3,0$)

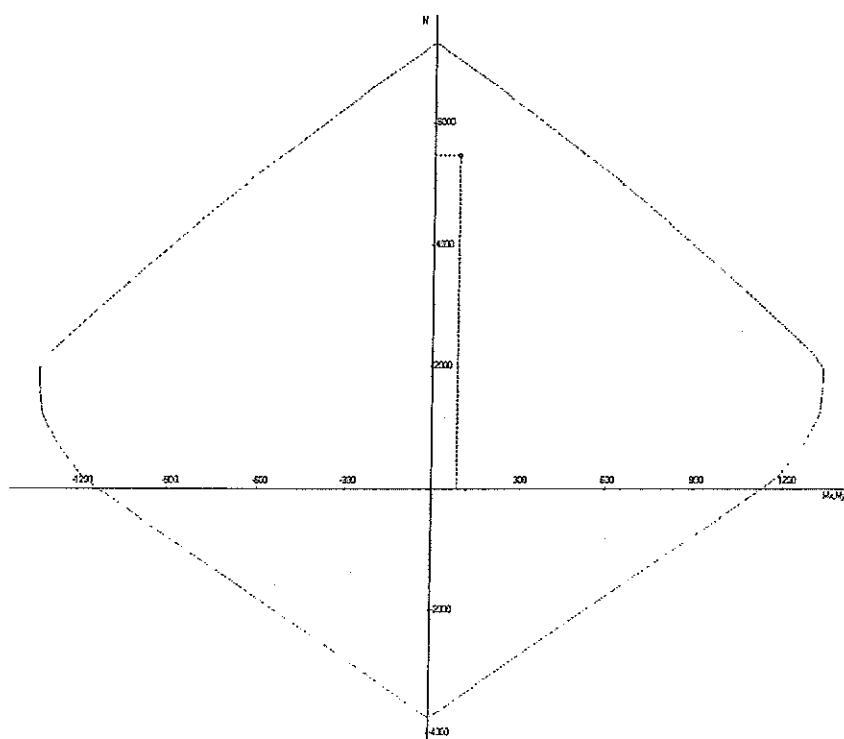


Fig. 7.27 – Col. 127 Piano S2 – SLU

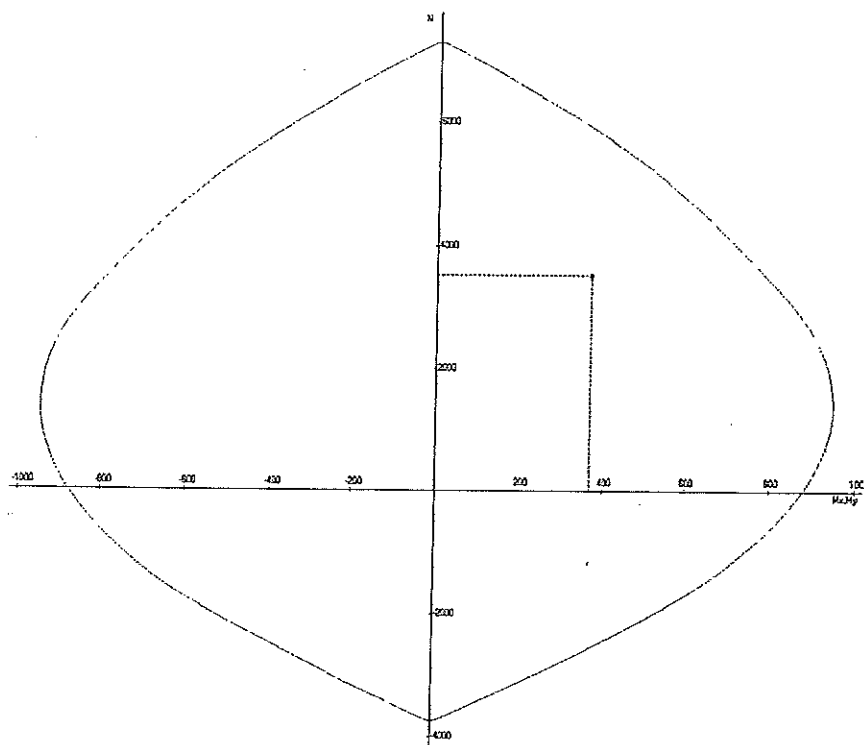


Fig. 7.28 – Col. 127 Piano S2 – DS ($E=25800 - q=1,5$)

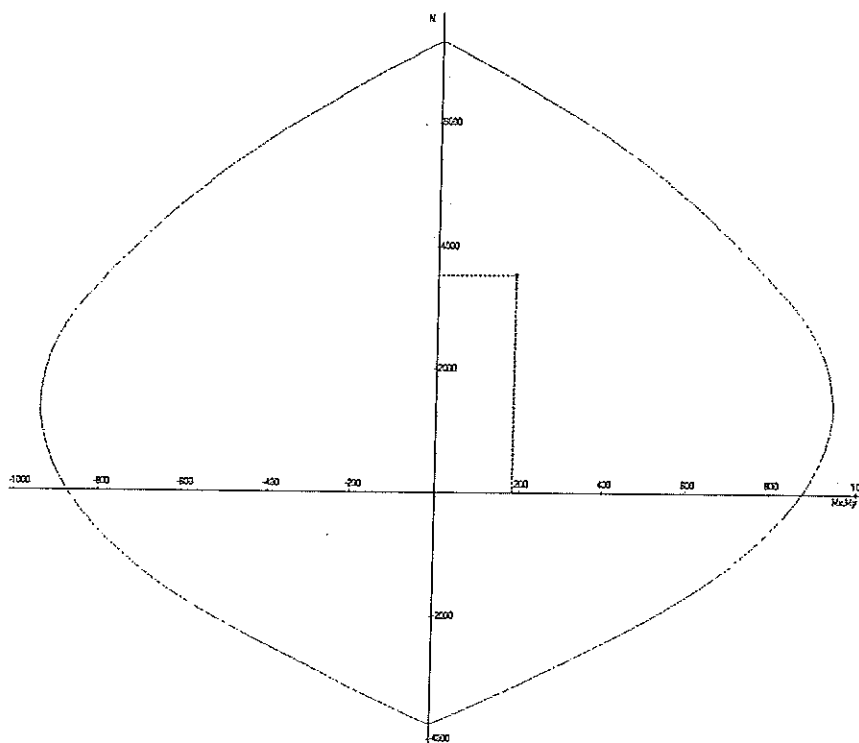


Fig. 7.29 – Col. 127 Piano S2 – DS ($E=25800 - q=3,0$)

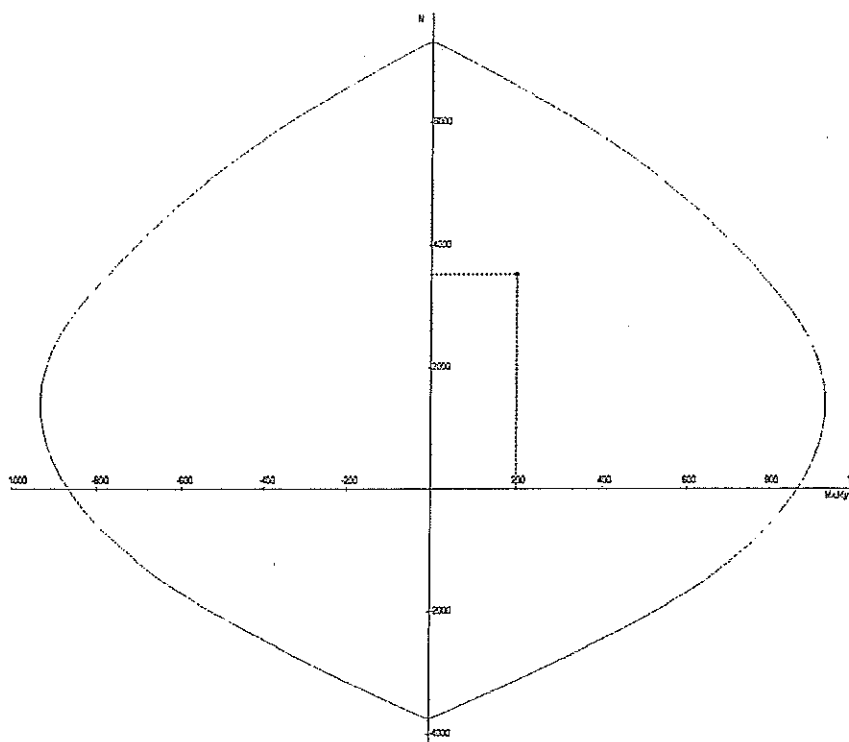


Fig. 7.30 – Col. 127 Piano S2 – DS ($E=12000 - q=1,5$)

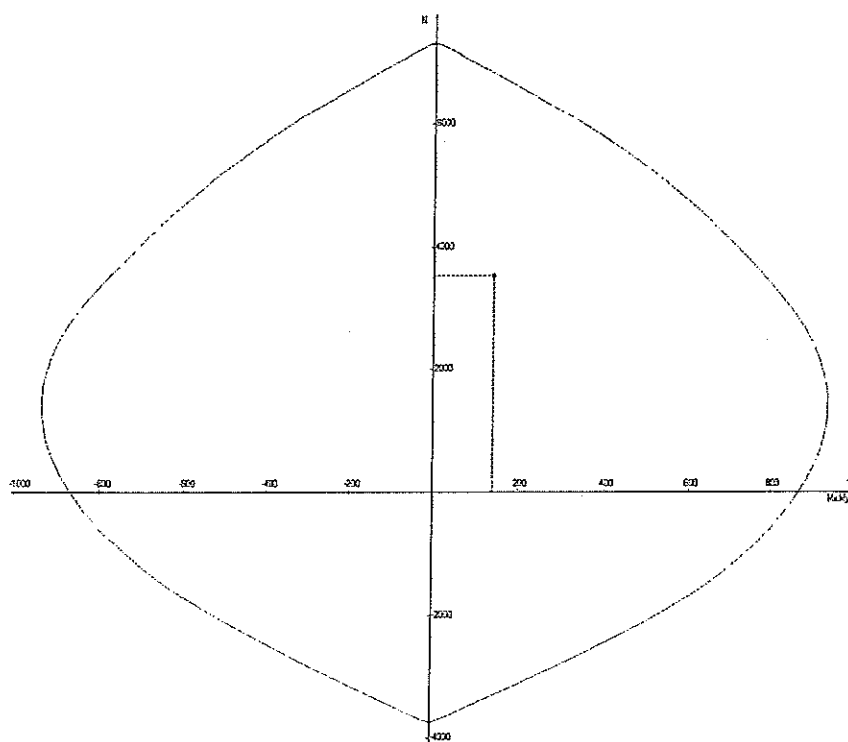
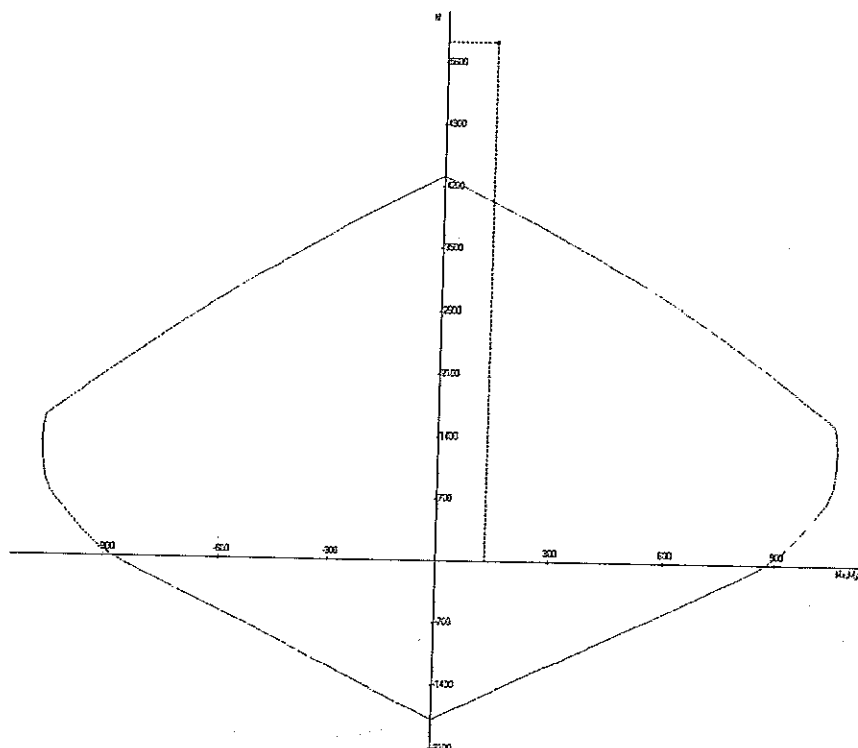


Fig. 7.31 – Col. 127 Piano S2 – DS ($E=12000 - q=3,0$)



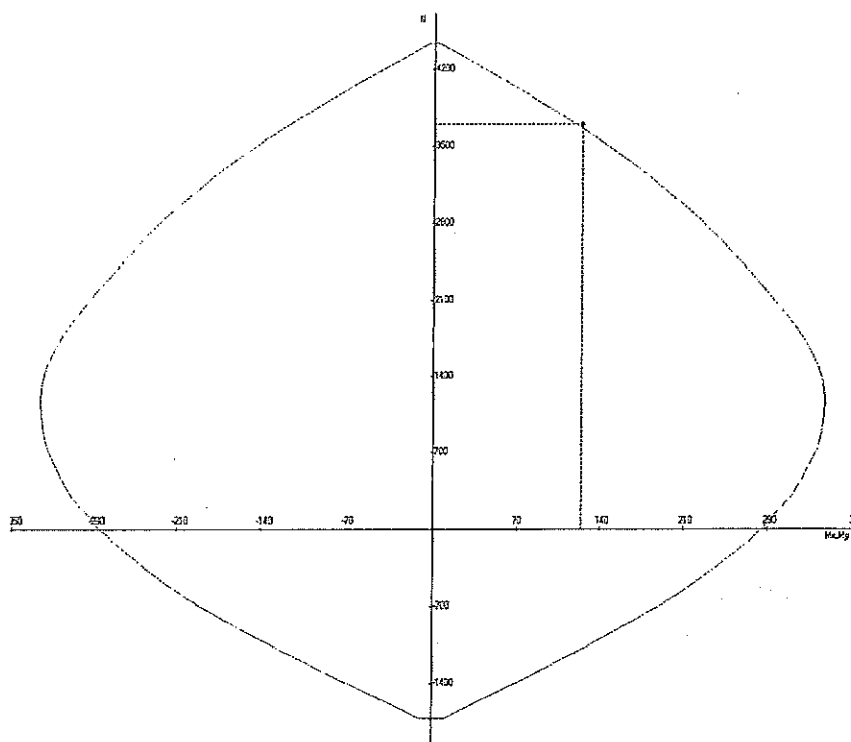


Fig. 7.34 – Col. 168 Piano S1 – DS ($E=25800 - q=3,0$)

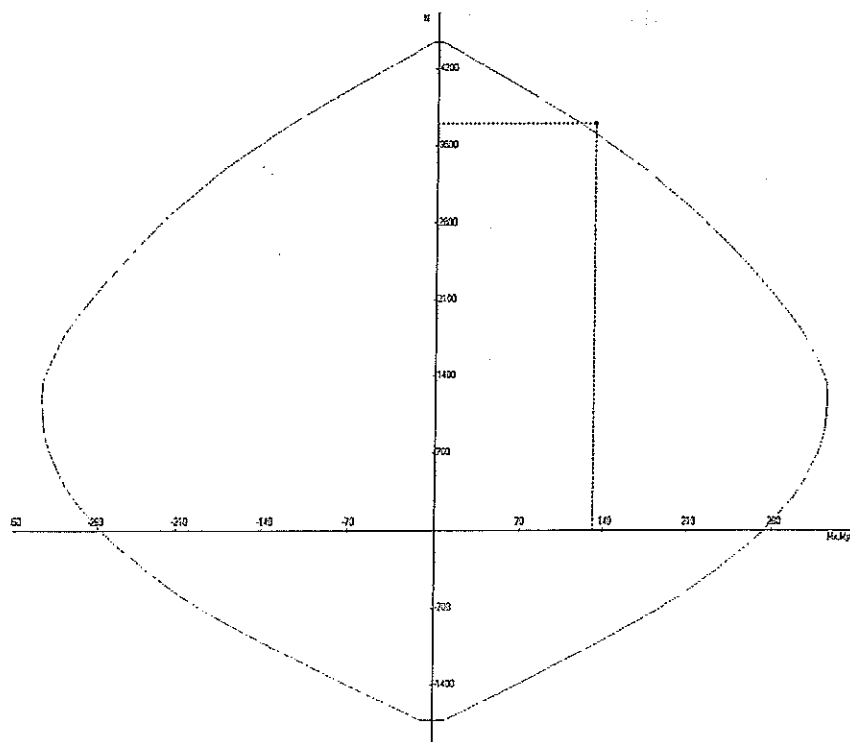


Fig. 7.35 – Col. 168 Piano S1 – DS ($E=12000 - q=1,5$)

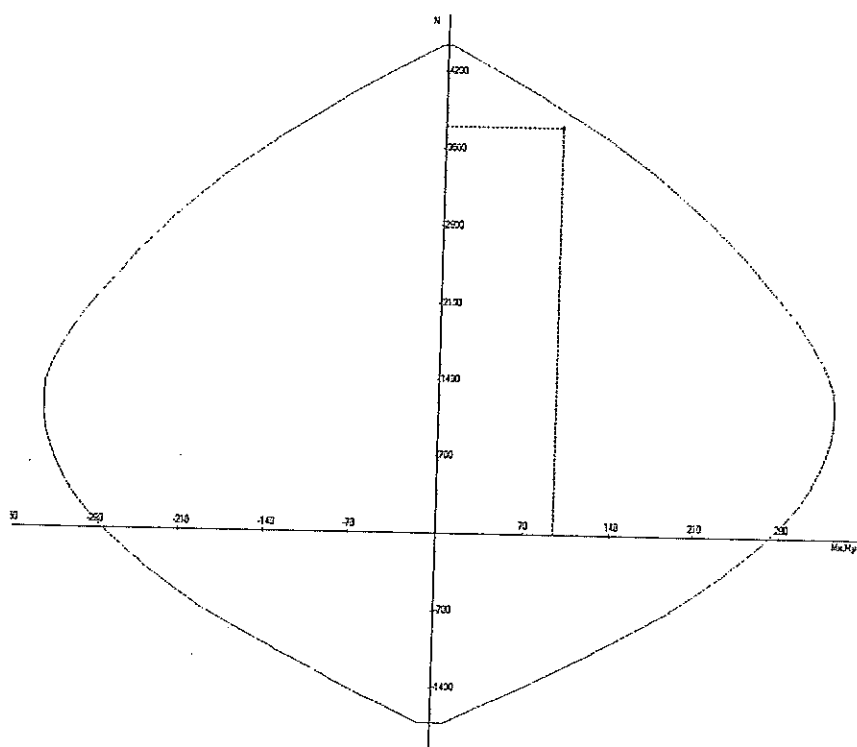


Fig. 7.36 – Col. 168 Piano S1 – DS ($E=12000 - q=3,0$)

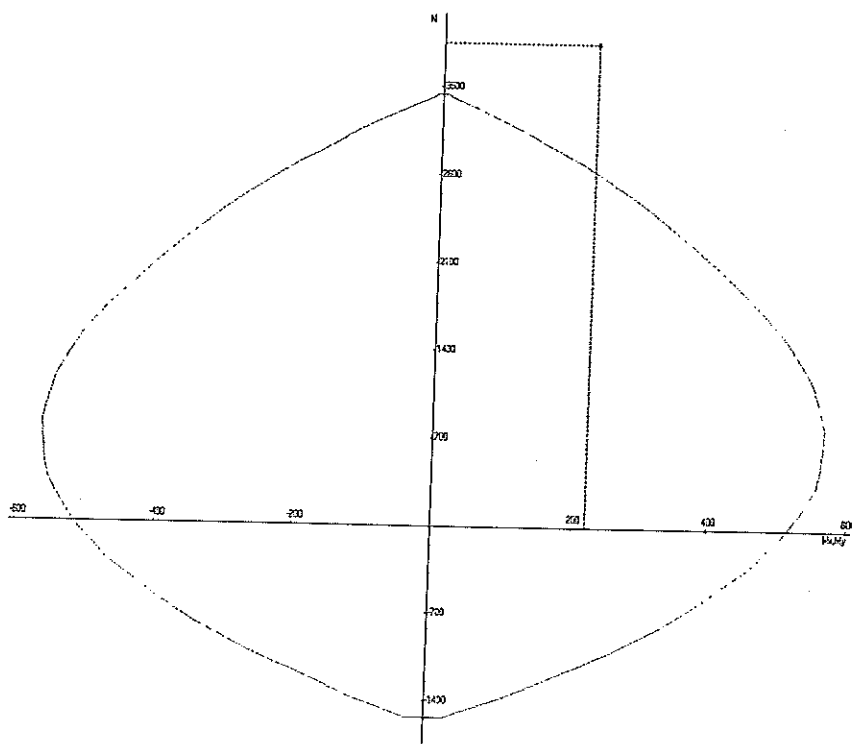


Fig. 7.37 – Col. 119 Piano S0 – SLU

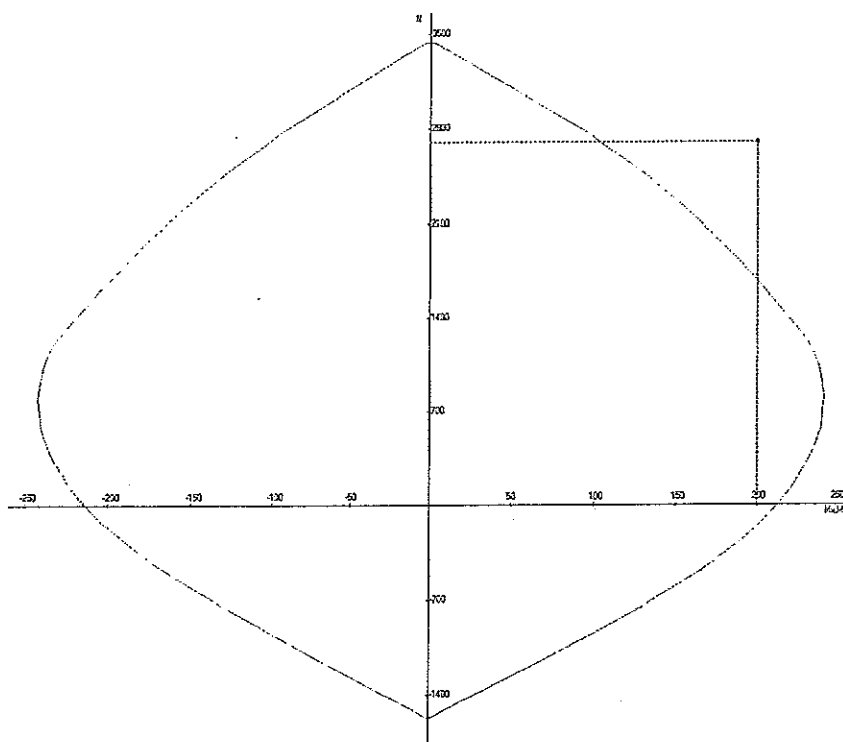


Fig. 7.38 – Col. 119 Piano S0 – DS ($E=25800 - q=1,5$)

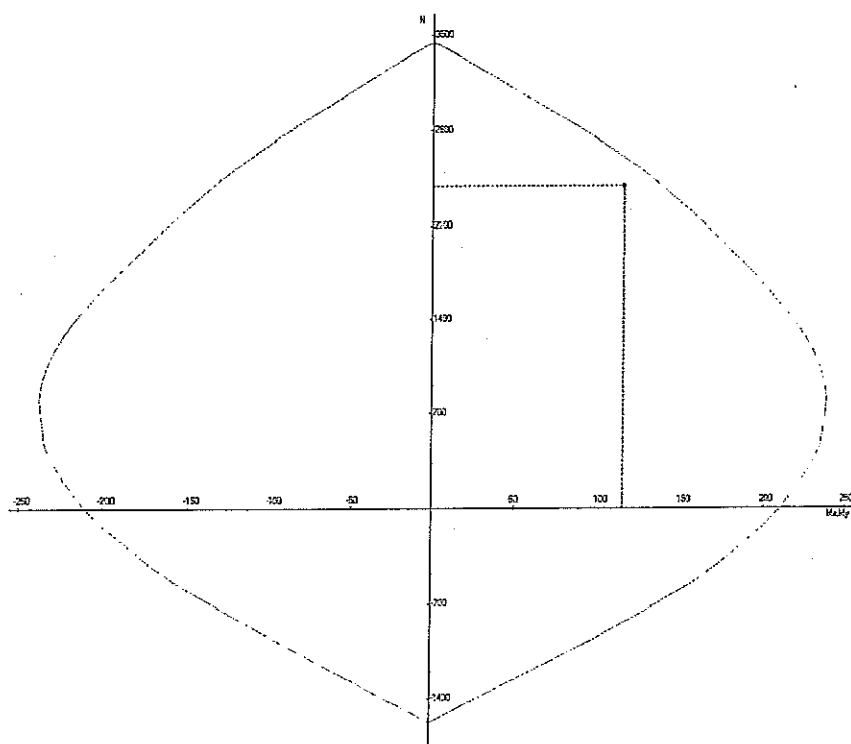


Fig. 7.39 – Col. 119 Piano S0 – DS ($E=25800 - q=3,0$)

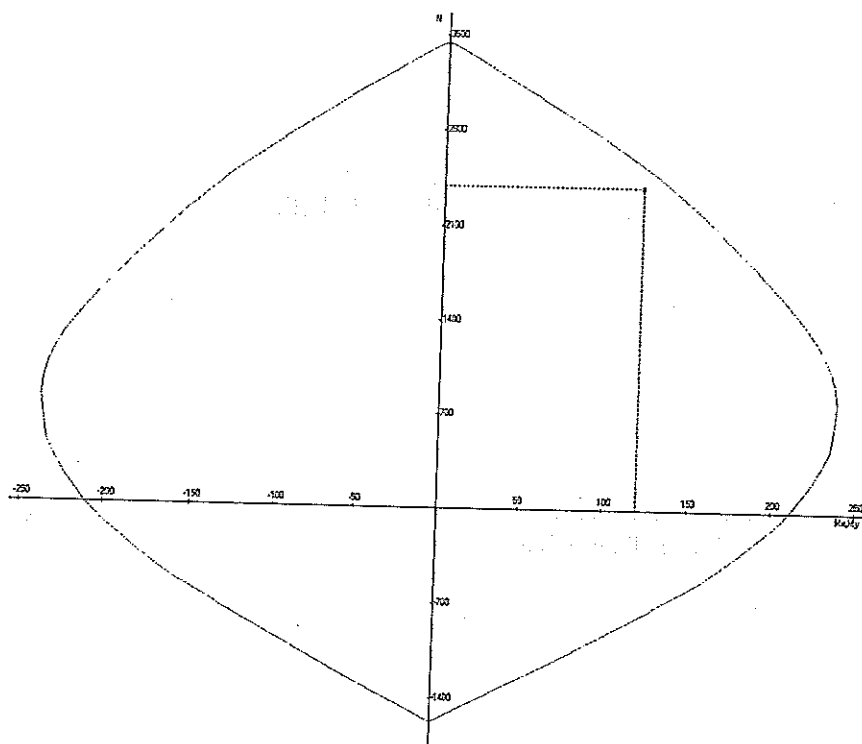


Fig. 7.40 – Col. 119 Piano S0 – DS ($E=12000 - q=1,5$)

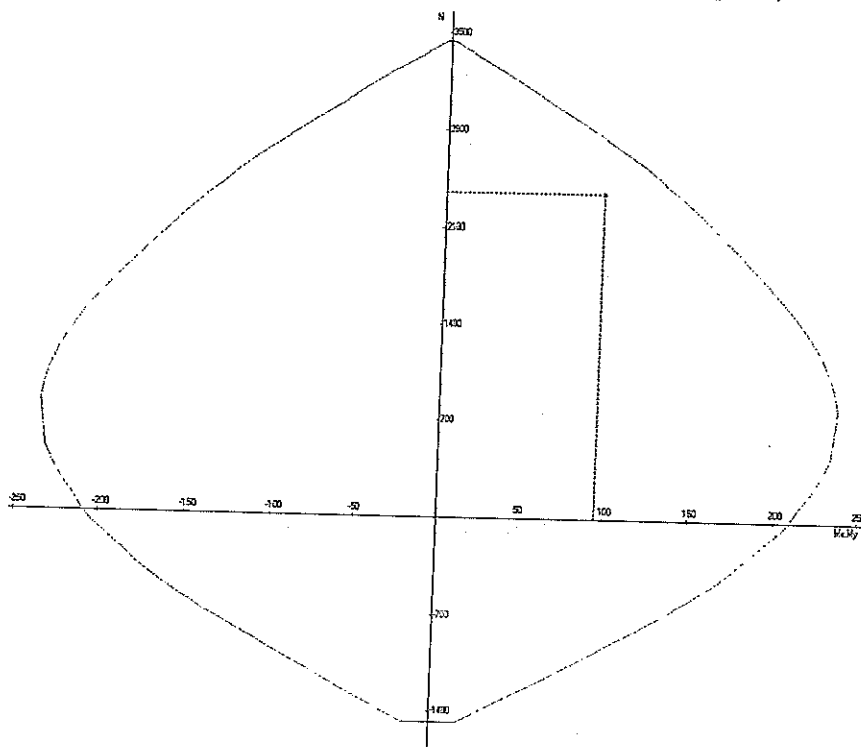


Fig. 7.41 – Col. 119 Piano S0 – DS ($E=12000 - q=3,0$)

7.2.2 Edifici D, R - Colonne

Riguardo alla colonna 179 dell'edificio D e alla colonna 9 dell'edificio R si ha:

Edificio/piano	Colonna	R_c (MPa)	$f_{cd}=R_c/(1.5 \times 1.25)$ (MPa)
D / piano 6	179	6.7	3.6
R / PT	9	12.8	6.8

I risultati, riportati nelle Fig. 7.42- 7.51, confermano quanto già evidenziato in termini di misura della sicurezza nello stato limite di esercizio.

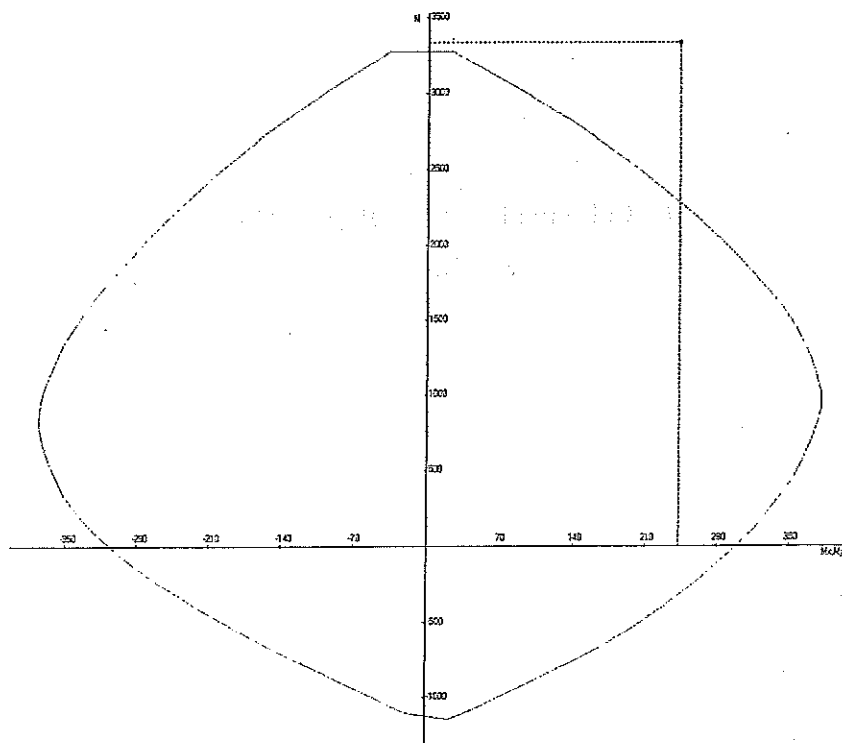


Fig. 7.42 – Col. 179 Piano 6°– SLU

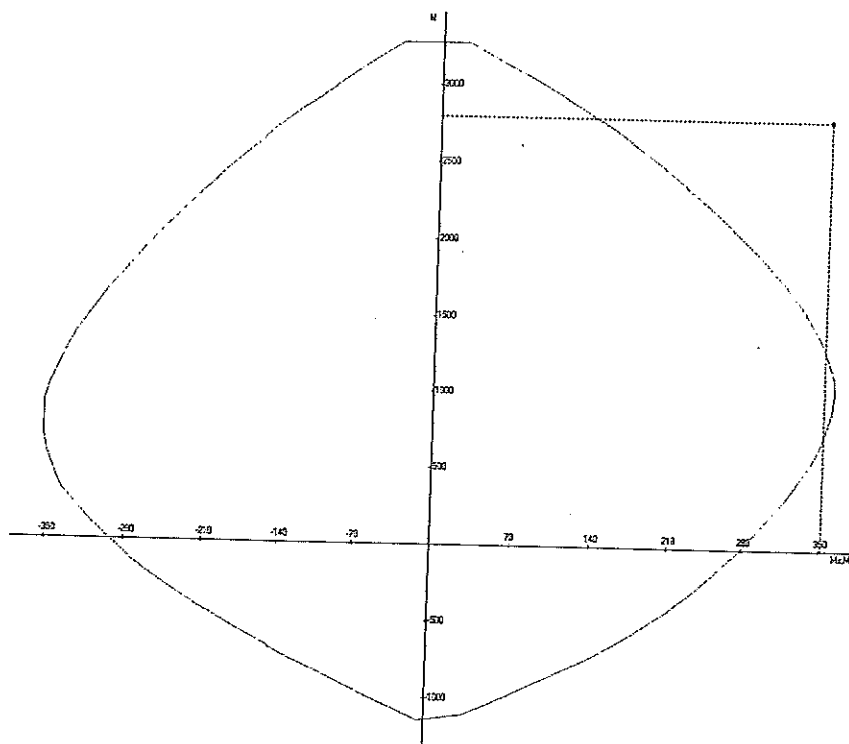


Fig. 7.43 – Col. 179 Piano 6° – DS ($E=25800 - q=1,5$)

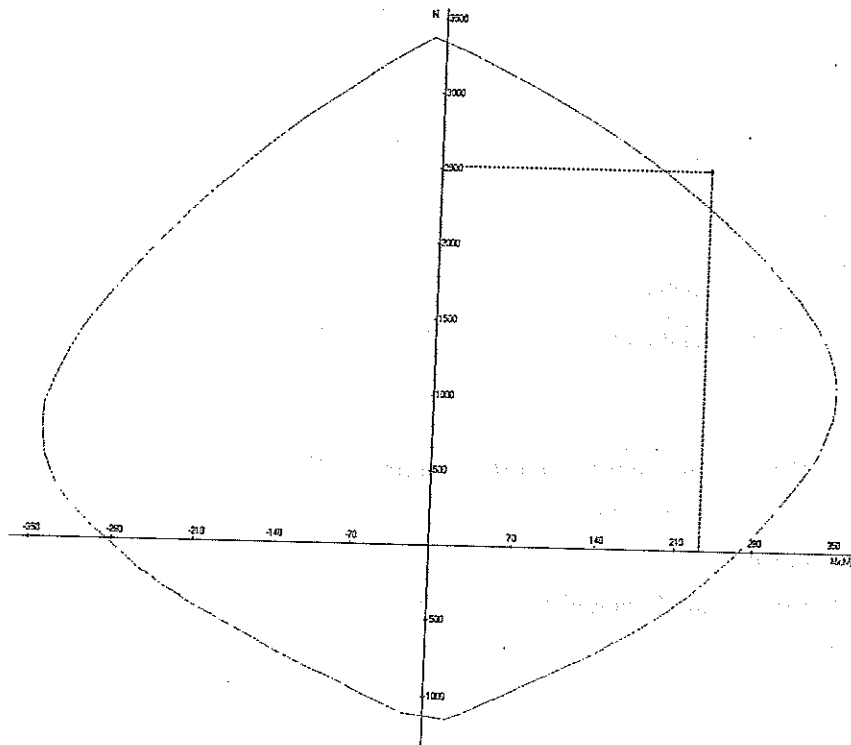
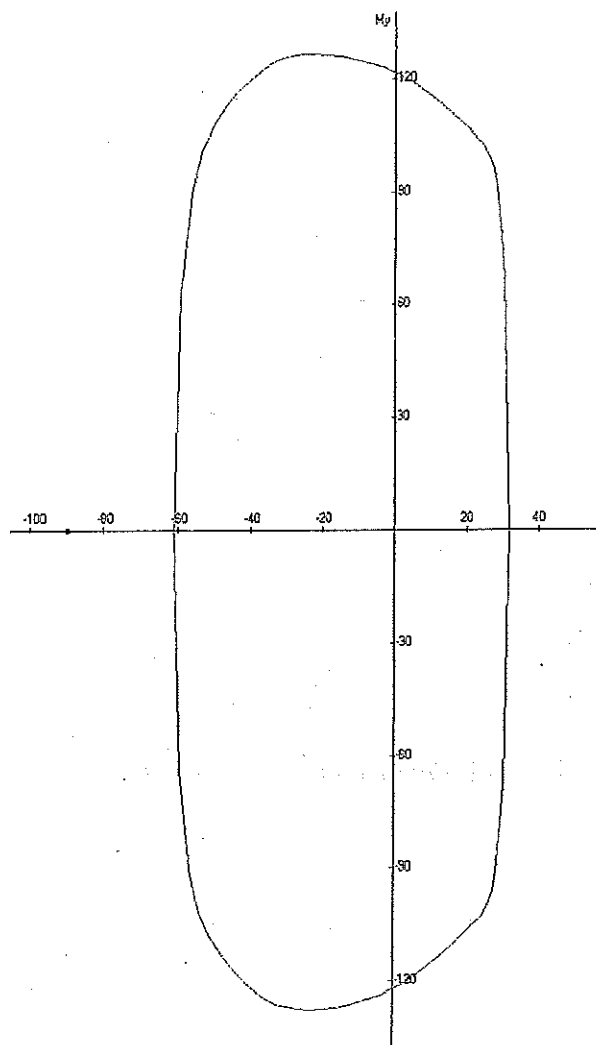


Fig. 7.44 – Col. 179 Piano 6° – DS ($E=25800 - q=3,0$)



All'appoggio risulta $M_{Rd} = -61$ kNm, $M_{sd} = -90$ kNm.

Essendo $M_{Rd} < M_{sd}$, la misura della sicurezza non risulta soddisfatta.

7.3 Edificio B - Misura della sicurezza allo stato limite di taglio del setto

Secondo il punto 4.1.2.1.3.2 del D.M.2008, si fa riferimento per le verifiche a taglio al modello del traliccio ad inclinazione variabile.

Per l'armatura di trazione, si calcola la resistenza a 'taglio trazione' secondo la formula:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot \left[\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta \right] \sin \alpha$$

Per il calcestruzzo d'anima, si calcola la resistenza a 'taglio compressione' secondo la formula:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \left[\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta \right] \left(1 + \text{ctg}^2 \theta \right)$$

dove:

$$d=3710 \text{ mm}$$

$$A_{sw}=2\Phi 8=100,5 \text{ mm}^2$$

$$s=200 \text{ mm}$$

$$f_{yd}=315 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha=90^\circ$$

$$\theta=45^\circ$$

$$b_w=250 \text{ mm}$$

$$\alpha_c=1,25 \text{ per } 0,25f_{cd}\leq\sigma_{cp}\leq 0,5f_{cd}$$

$$f_{cd}'=0,5 f_{cd}$$

$$\text{Si ottiene } V_{Rsd}=530 \text{ kN}; V_{Rcd}=2300 \text{ kN}$$

La resistenza al taglio è la minore delle due sopra definite $V_{Rd}=530 \text{ kN}$

Il taglio sollecitante (in combinazione sismica, più sfavorevole) è pari a: $V_{Ed}=120 \text{ kN}$.

Pertanto si ha $V_{Rd}>V_{Ed}$. La misura della sicurezza risulta positiva.

8 Conclusioni

L'analisi strutturale in esercizio tramite modellazione agli elementi finiti ha evidenziato in tutti gli elementi verticali degli edifici sollecitazioni dovute alla sola forza normale N confrontabili con quelle ottenute in fase progettuale. Di conseguenza l'analisi sezionale nello stato limite di esercizio conferma i valori medi di compressione calcolati in tale fase. Per gli edifici A,C, vi è peraltro da osservare che il comportamento a telaio, tenuto adeguatamente in conto nella analisi strutturale, genera sollecitazioni flessionali non contemplate in fase di progetto. Per questo motivo le tensioni massime sulle colonne risultano significativamente maggiori. Per lo stesso motivo si riscontrano stati tensionali elevati nelle travi in spessore degli edifici A,C, non considerati all'epoca della progettazione. Sebbene il giudizio sulla capacità portante sia formulato dettagliatamente nella Relazione Generale, si può sin d'ora evidenziare che negli elementi verticali di tutti gli edifici e nelle travi in spessore degli edifici A,C, si notano valori tensionali teorici di compressione nel calcestruzzo non coperti da adeguati margini di sicurezza associati ai corrispettivi valori di resistenza rilevati durante i tests sperimentali. In particolare si può constatare come per gli elementi presso-inflessi la sicurezza non risulti pienamente garantita, neppure considerando i valori medi delle tensioni in esercizio. Ciò induce a ritenere che tale criticità non sia esclusivamente da attribuirsi a calcolazioni affette da insufficiente raffinatezza, bensì a carenze in fase esecutiva. Il mancato studio del comportamento a telaio, in particolare per gli edifici A,C, non può quindi riguardarsi quale causa unica delle criticità presenti negli elementi verticali mentre diviene importante per le travi in spessore per le quali il comportamento a telaio sotto azioni orizzontali genera elevate sollecitazioni flessionali all'appoggio e assume il ruolo di causa primaria dell'inadeguatezza di tali elementi. Le misure di sicurezza effettuate nello stato limite di esercizio trovano conferma in quelle condotte allo stato limite ultimo, che ribadiscono le debolezze già riscontrate per gli stessi elementi nelle misure di sicurezza in esercizio. Ricordando le considerazioni svolte circa la azione tagliente massima agente alla base degli edifici si osserva infine che laddove i punti rappresentativi della sollecitazione statica di progetto risultano esterni ai domini di interazione momento (M), forza normale (N), la medesima circostanza si manifesta anche

per i punti rappresentativi della sollecitazione indotta dalla azione sismica, valutata assumendo $q=1.5$, $E_c=E_{cm}^{(6)}$. Questa ipotesi è peraltro poco realistica potendosi ritenere che il fattore $q=1.5$ sia eccessivamente ridotto per le strutture intelaiate. Per tutte le altre combinazioni, associate a valori di q e di E_{cm} di maggiore attendibilità, le sollecitazioni di natura sismica sono compatibili con la capacità portante degli elementi strutturali. Ne deriva che il conferire alla struttura una affidabile capacità nei confronti dell'evento sismico non è da ritenersi onere aggiuntivo a quello necessario a garantirne la capacità in presenza di azioni statiche.. In altri termini le strutture degli edifici che devono essere adeguate per potere garantire un affidabile comportamento nei riguardi delle azioni statiche, vengono, mediante tale operazione, automaticamente garantite anche nei riguardi della capacità portante nei confronti della azione sismica, senza dovere incrementare i quantitativi di materiali e gli oneri economici strettamente necessari all'adeguamento in presenza di azioni statiche. Nella debolezza nei confronti delle azioni statiche sono pertanto da ricercarsi le ragioni che impongono l'adeguamento delle strutture, che non sarebbe stato peraltro necessario o avrebbe comportato operazioni di minore impegno, se queste avessero mostrato, nella attuale configurazione, un affidabile comportamento a fronte di tali azioni.

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".

