

鉄筋コンクリート造建物弱小モデルによる地震応答観測 (第2報)

Observation of Earthquake Response of Reinforced Concrete Weak Model Building Structures (Part 2)

岡 田 恒 男*・田 村 良 一*

Tsuneo OKADA and Ryoichi TAMURA

1. は し が き

『自然地震による地盤・構造物系の応答および破壊機構に関する研究』の一環として行われている鉄筋コンクリート造建物弱小モデルによる地震応答観測に関し、第2報として、現在までに集録された記録の概要と試験体の弾性時の応答と氣象庁震度階Ⅲの地震による応答性状について報告する。

2. 試験体の形状と集録地震波一覧表

弱小モデルは図1に示すように5階建、各階階高1m、スパン2.5mの純ラーメン構造である。崩壊形の違いにより、柱崩壊型、はり崩壊型の2種類がある。柱崩壊型の柱断面は10cm×10cmであり、はり崩壊型のはり断面は10cm×12cmである。また図2にその配置を示すが、以後各試験体のX、Y軸として用いる。しかし、それらは両試験体に共通の方向ではない。表1に集録された震度階Ⅱ(千葉)以上の地震の一覧を示す。これまで

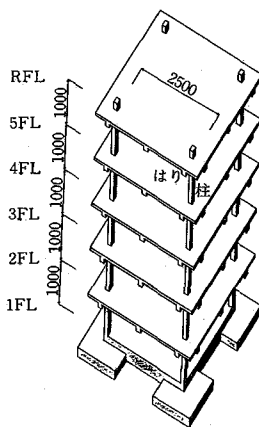


図1 形状図

記録された1階床の最大加速度は32gal、屋上166galである。

3. 固有周期の検討

観測された固有周期を表2に示す。表中の'83年12月6日は人力加振による自由振動実験を行った結果を示したもので、他の3つは実地震による記録である。観測開始時には、柱崩壊型の1次固有周期は0.35~0.36sec、2次固有周期は0.12secであったが、現在ではそれぞれ0.43~0.44sec、0.15~0.16secに伸びている。特に、自由振動実験の際に、周期がかなり伸びているが、このときには曲げ亀裂が生じるくらいの変位を与えており(屋上最大加速度約105gal)、これにより亀裂が生じた可能性がある。この時点では亀裂の調査をしていないので確認できていない。はり崩壊型では、観測開始時の1次固有周期は0.28~0.29sec、2次固有周期は0.09secで、現在までほとんど変化していない。

この種の構造物の固有周期の解析に際しては、コンクリートのヤング率、床スラブのはりへの協力効果、基礎の固定条件などを適切に評価する必要がある。ここでは、まず、予備検討として、コンクリートのヤング率にはシリンドー試験の結果の平均値である $3.0 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ 、床

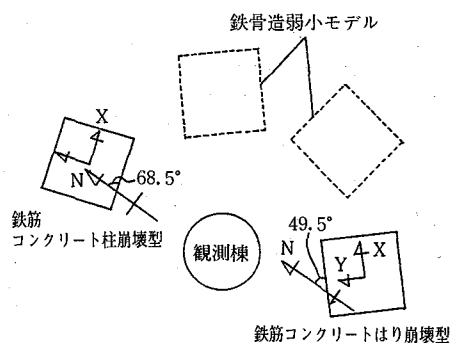


図2 配置図

* 東京大学生産技術研究所 第1部

表 1 集録地震波一覧表

	発生日時	震源 深さ km マグニチュード 震央距離 km 千葉震度	記 録 概 要				
			試 験 体	方 向	最大加速度 gal		
					1 階	R 階	
3	1983年 9月2日 12時6分 26秒	北緯36 40.0 東経141 1.1 深さ49km M5.2 震央距離142km, II	RC1	X	(8.0)	21.06	RC1の1階~3階 のXYZ方向 加速度集録不能
				Y	(7.2)	18.18	
			RC2	X	4.31	22.49	
				Y	4.31	22.49	
4	10月28日 10時50分 47秒	北緯36 13 東経139 59 深さ60km M5.2 震央距離 67km, III	RC1	X	(12.2)	59.81	"
				Y	(13.9)	38.76	
			RC2	X	11.96	79.43	
				Y	13.40	62.69	
5	12月30日 11時30分 53秒	北緯35 41 東経140 43 深さ50km M5.4 震央距離 55km, III	RC1	X	(11.5)		RC2のMTの 読取不能
				Y	(15.6)		
			RC2	X			
				Y			
7	1984年 1月1日 18時4分 47秒	北緯33 37.2 東経136 50.5 深さ388km M7.3 震央距離374km, III	RC1	X	32.45	119.39	RC2の4階の Y方向加速度 記録集録不能
				Y	28.00	117.73	
			RC2	X	27.35	122.27	
				Y	24.42	166.05	
8	1月17日 20時14分 16秒	北緯36 26.9 東経141 14.8 深さ43km M5.6 震央距離138km, III	RC1	X	15.25	54.81	
				Y	16.49	68.90	
			RC2	X	14.93	50.09	
				Y	13.91	41.57	
10	2月14日 1時53分 18秒	北緯35 35 東経139 5 深さ70km M5.0 震央距離 93km, II	RC1	X	(6.2)		
				Y	(10.3)		
			RC2	X			
				Y			
12	3月6日 11時19分 3秒	北緯29 28 東経139 8 深さ460km M7.9 震央距離692km, IV	RC1	X	24.00	112.43	
				Y	26.17	84.65	
			RC2	X	24.75	99.89	
				Y	24.42	103.22	

RC1は柱崩壊型, RC2ははり崩壊型を示す。

()内は, データ集録不能又は, 未整理のためGL-1mの加速度を示す。

空欄はデータ未整理を示す。

表 2 観測による固有周期の変化

a) 柱崩壊型

	'83年9月2日	'83年10月28日	'83年12月6日 (自由振動実験)	'84年1月1日
一次周期	0.35~0.36	0.37~0.39	0.44~0.45	0.43~0.44
二次周期	0.12	0.12~0.13	0.15	0.15~0.16

b) はり崩壊型

	'83年9月2日	'83年10月28日	'83年12月6日 (自由振動実験)	'84年1月1日
一次周期	0.28~0.29	0.29	0.30	0.29~0.30
二次周期	0.09	0.09	0.09	0.09

表 3 解析による弾性固有周期

a) 柱崩壊型

	Type A B=59cm
1次周期 (SEC)	0.33
2次周期 (SEC)	0.11

b) はり崩壊型

	Type A B=59cm	Type B B=185cm	Type C B=117cm
1次周期 (SEC)	0.32	0.25	0.28
2次周期 (SEC)	0.09	0.077	0.083

B ははりの有効幅を示す。

Type A 柱, はりの剛域は面までとし, スラブのはりへの協力幅は学会基準とした。

Type B 剛域の扱いは Type A と同じ, スラブのはりへの協力幅をスラブ全幅とした。

Type C 剛域の扱いは Type A と同じ, スラブのはりへの協力幅を観測結果に合うように調整を行った。

表 4 1983年9月2日の地震による最大応答加速度一覧表

a) 柱崩壊型

階数	観測値 (gal)	Case 1 (gal)	Case 2 (gal)	Case 3 (gal)
R	20.4	12.4	15.5	16.4
5	12.5	8.2	8.8	9.5
4	13.8	7.5	9.6	10.1
3	集録不能	9.2	13.2	14.2
2	集録不能	8.9	11.6	12.3
1	集録不能	(5.1)	(5.1)	(5.1)

b) はり崩壊型

階数	観測値 (gal)	Case 1 (gal)	Case 2 (gal)	Case 3 (gal)
R	22.5	16.5	19.6	19.6
5	14.6	12.4	13.0	13.1
4	15.5	10.1	13.3	13.4
3	15.5	8.5	12.8	12.9
2	8.5	5.9	9.1	9.6
1	4.8	4.8	4.8	4.8

() 内は, G. L. -1.0m の位置での加速度

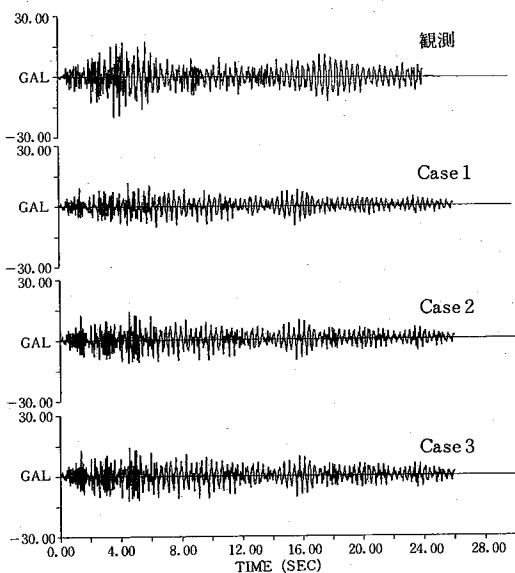


図 3 柱崩壊型 R 階 X 方向時刻歴

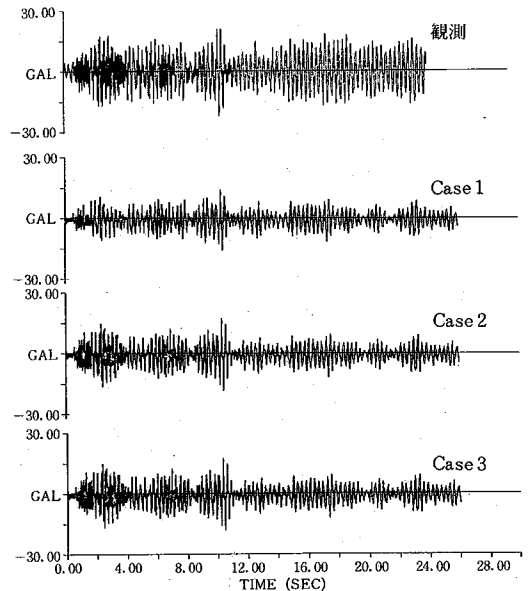


図 4 はり崩壊型 R 階 X 方向時刻歴

表5 1984年1月1日の地震による最大応答値一覧表

a) 柱崩壊型

最大応答加速度

階	観測値 (gal)	解析値 (gal)
R	117.7	129.0
5	87.9	114.0
4	87.3	89.8
3	77.3	84.2
2	56.6	54.7
1	28.0	28.0

最大応答層間変位

層	観測値 (mm)	解析値 (mm)
5	0.55	0.32
4	1.25	0.59
3	1.15	0.84
2	0.89	0.90
1	0.77	0.97

b) はり崩壊型

最大応答加速度

階	観測値 (gal)	解析値 (gal)
R	122.3	83.7
5	108.3	72.7
4	89.1	59.8
3	58.6	40.1
2	33.2	26.4
1	27.4	27.4

最大応答層間変位

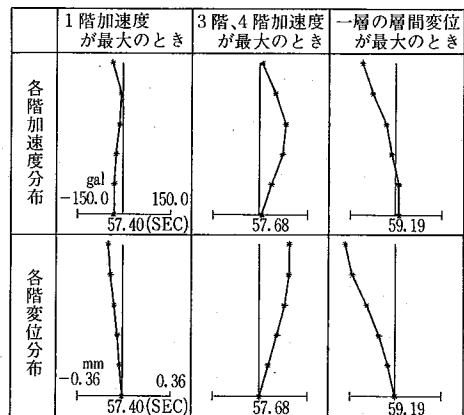
層	観測値 (mm)	解析値 (mm)
5	0.30	0.18
4	0.58	0.31
3	0.75	0.43
2	0.80	0.45
1	0.51	0.27

スラブの協力幅には日本建築学会鉄筋コンクリート構造計算規準による値を用い、基礎固定とした固有値解析を行った。結果は表3に TypeA として示したが、柱崩壊型では1次固有周期0.33 sec, 2次固有周期0.11 secで観測開始時の測定値とほぼ同じ値を得た。しかし、はり崩壊型では、解析値はそれぞれ0.32 sec, 0.09 secで観測値より若干長い。この原因の一つとして、スラブの協力幅が解析に考慮した値より大きいことが考えられたので、表3に TypeB として示したように、スラブ全幅が有効であるとして解析してみた。結果は、固有周期を観測値より短かめに評価することとなり、真の協力幅は TypeA と TypeB との間にあることが予想された。そこで、1次周期が'83年9月2日の観測結果に近くなるように逆算したところ、117 cm を得た。以下の解析では、柱崩壊型で、TypeA, はり崩壊型で TypeC を用いた。なお、剛域は各 Type とも柱、はり面までとした。

4. 1983年9月2日の地震観測記録とその解析

試験体がほぼ弾性と思われる1983年9月2日の地震動を用いた地震応答計算により観測値の検討を行った結果を示す。解析法は基礎固定とし部材の弾性剛性に基づいた地震応答解析であり、入力波としては、柱崩壊型では1階加速度が集録不能であったため、試験体から約3m離れたGL-1mの記録を用いているが、この方向は試験体の方向と約19°ずれている。はり崩壊型では1階での記録加速度を用いている。減衰に関しては、次の3種類

表6 加速度, 変位分布



について検討を行った。Case 1: 瞬間剛性比例型; 減衰が瞬間剛性に比例するとしたもの。ここでは1次周期に対してのみ減衰定数(h)を仮定し、他次数の減衰定数は固有振動数に比例させた。Case 2: Rayleigh型; 減衰が質量と瞬間剛性に比例するとしたもの。ここでは1次と2次に対して一定の減衰定数を仮定した。より高次モードの減衰定数は1次、2次のものより大きくなるがCase 1の場合よりは小さい。Case 3; 全次数に対して一定の減衰定数を仮定した。自由振動実験の結果より得られた1次モードに対する減衰定数は、柱崩壊型では $h=0.015$ 、はり崩壊型では $h=0.013$ であったので、解析ではこれらの値を用いた。

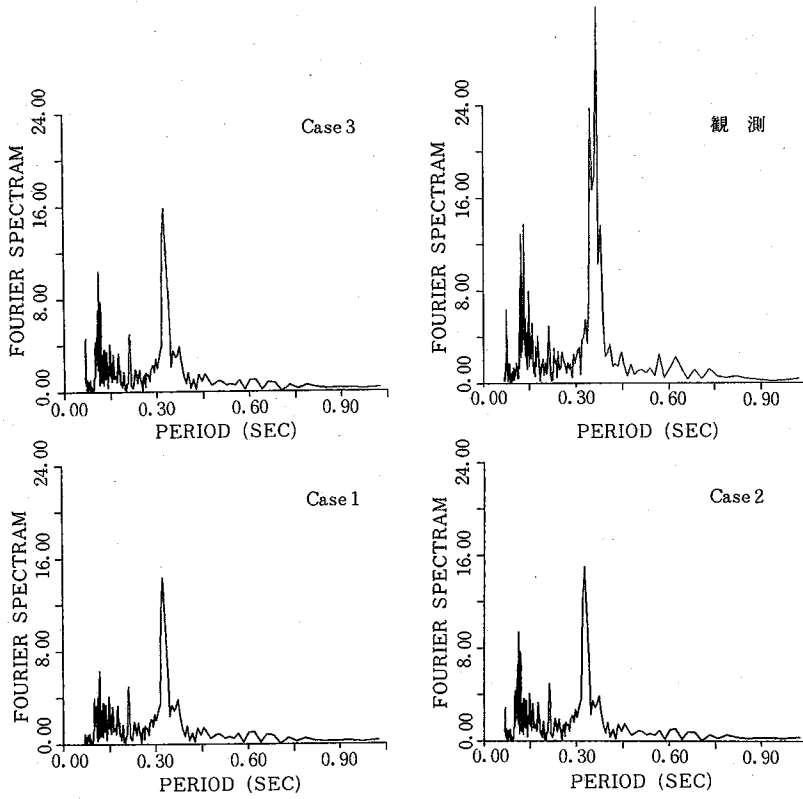


図 5 柱崩壊型 R 階×方向加速度フーリエスペクトル

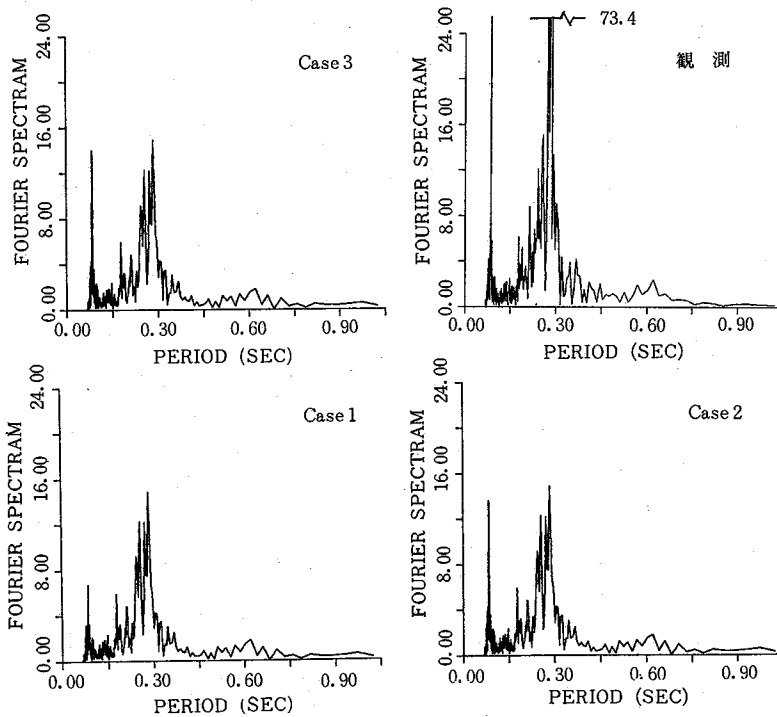


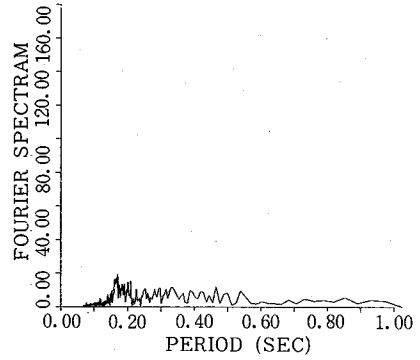
図 6 はり崩壊型 R 階加速度フーリエスペクトル

両試験体の各階最大加速度の観測値と各 Case 別の解析値を表4に示した。両試験体のR階X方向加速度時刻歴をそれぞれ図3と図4に、そのフーリエスペクトル(0.0秒—20.0秒間)を図5と図6に示す。柱崩壊型の場合は入力波の方向が試験体の方向と多少異なる等の理由のため、全体的な波形がいくぶん観測と異なっている。はり崩壊型では各 Case とともに全体の波形はかなり似ていると思われるが、振幅においては表4にみられるように解析値の方が小さく、時刻歴の後半に見られるような入力波のピークを過ぎてからの1次周期での自由振動的振幅が解析では小さい。また、フーリエスペクトルでは両試験体とも観測の方が1次周期の振幅が他の次数の振幅に対する割合において、解析よりも大きい。

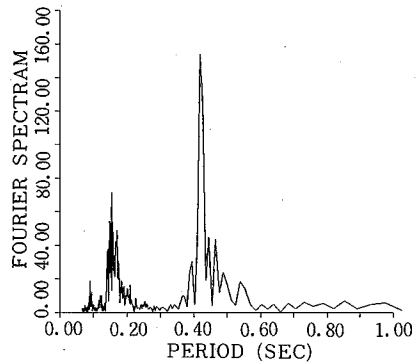
5. 1984年1月1日の地震観測記録とその解析

1) 観測記録 この地震は、今まで集録されたものの中で最も大きなものであった。ここでは柱崩壊型のY方向、はり崩壊型のX方向記録を示す。表5に示したように1階床で約28 gal 屋上で約120 gal の加速度が記録され、屋上の1階床に対する応答倍率は約4.3であった。図7は柱崩壊型の1階、3階、R階の加速度時刻の観測値であり、図8はそれらに対応する加速度のフーリエスペクトルである。これはピーク付近での20秒間の記録を用いて作成した。柱崩壊型のフーリエスペクトルでは1次周期である0.43—0.44秒の成分が卓越しているほか、0.14—0.16秒くらいの成分が比較的卓越している。これは地盤の卓越周期であるが、別に検討した各階加速度と1階加速度との振幅比スペクトルにもこの周期が卓越しているの、建物の2次周期にも対応しているものと思われる。また、約0.09秒は3次周期と思われる。中間階の3階加速度において比較的短周期成分が卓越している

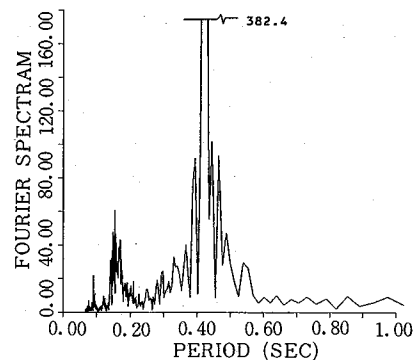
のは2次モードの影響が強く現れているため、これは表6に示した特定階の応答が最大になるときの応答加速度の分布、変位分布にも対応している。すなわち、中間階の加速度が大振幅になる時刻には、上階の加速度はそれほど小さくなく、上階での層間変位も小さく、中間層の層間変位もそれほど大きくない。はり崩壊型について



1階



3階



R階

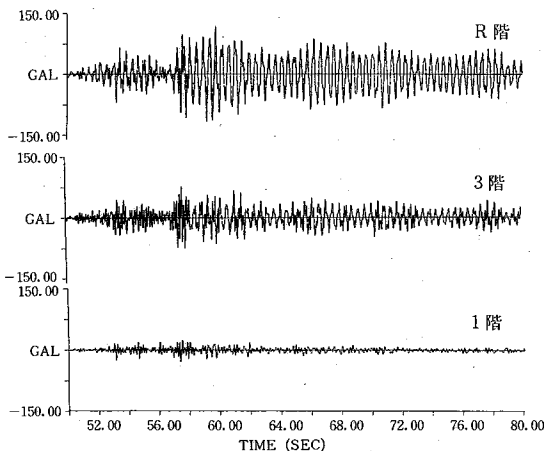


図7 柱崩壊型観測加速度時刻歴

図8 柱崩壊型観測加速度フーリエスペクトル

は、時刻歴を図9に、そのフーリエスペクトルを図10に示す。全体的に1次周期である0.3秒付近が卓越していることがわかる。また2次周期は、0.09秒付近と思われるが、1階加速度のフーリエスペクトルを見ると、0.09秒付近の成分が卓越しておらず、このことが1次周期でも振動したことの原因の一つと思われる。

2) 観測結果の解析 部材の弾塑性性状に基づき、漸増水平荷重解析および1階床上集録加速度を用いた地震応答解析を行った。解析方法は文献3)p. 281~305に従った。漸増解析は、外力分布を柱崩壊型では等分布、はり崩壊型では逆三角形分布とした。各層のQ- δ 図の亀裂付近までの拡大図を図11に示す。この図の黒丸は観測による最大層間変位応答点を示したもので、()内は最大加速度より求めたせん断力を示す。これにより亀裂の発生が予想される。降伏時のベースシア係数は柱崩壊型で0.16、はり崩壊型で0.19であった。つぎに、地震応答解析では、部材剛性には初期剛性として弾性剛性を用い、減衰マトリックスはCase 2を用いた。各階の最大加速度、最大層間変位の一覧表を表5に、観測と同方向の3階とR階の加速度の時刻歴を図12に、さらにR階での加速度のフーリエスペクトルを図13に示す。観測結果と比べると柱崩壊型では時刻歴において、その波形がかなりくい違っている。観測で見られた中間階での2次周期の影響が見られない。これは'83年12月6日の自由振動実験により周期が伸びたことが解析では考慮されていないためであると思われる。すなわち、解析による2次周期は0.11秒となっているが、入力波のフーリエスペクトル(図8)を見ると0.11秒付近にはピークはないので、1次周期で振動する傾向が強くなるものと思われる。また各層の層間変位の最大値を見ると、観測よりかなり小さいため、柱の非線形化もあまり行われていないと思われる。

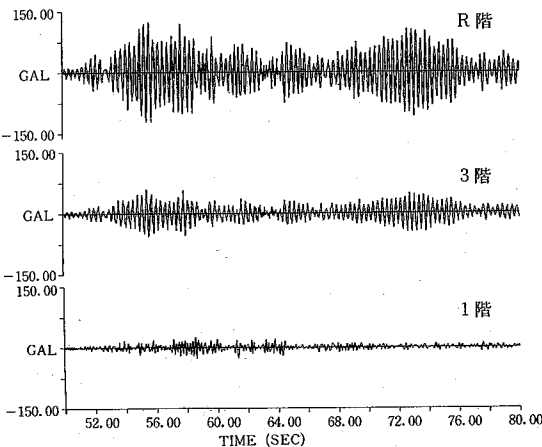
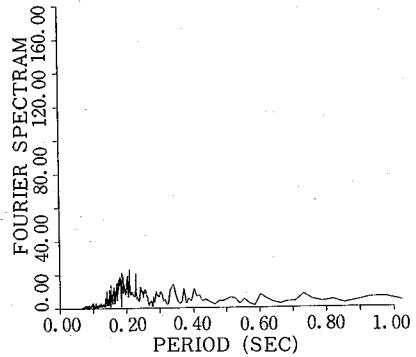


図9 はり崩壊型観測加速度時刻歴

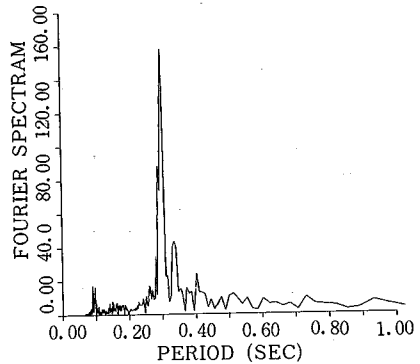
はり崩壊型の場合は固有周期は柱崩壊型よりも差が小さいが、応答最大値は解析の方が小さい。

6. 試験体の現状

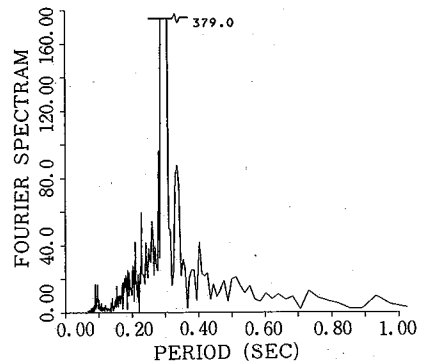
現在、柱崩壊型の3層柱の3か所、1層、2層、4層の柱の1か所に曲げ亀裂が確認されているが、これは'84年1月20日に調査したもので、'83年12月6日にも人



1階



3階



R階

図10 はり崩壊型観測加速度フーリエスペクトル

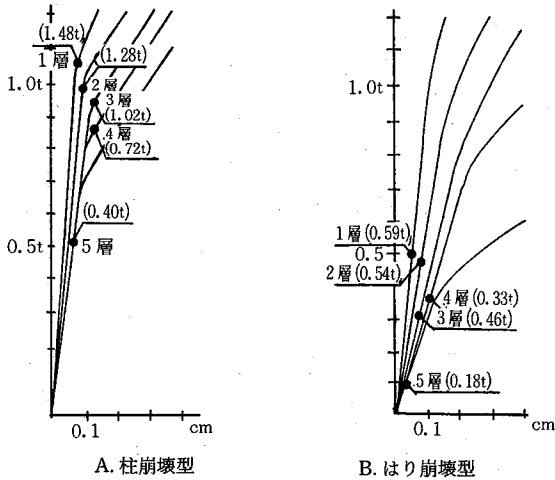


図11 各層のせん断力-層間変位図

力加振の自由振動実験として'84年1月1日に近い変形を与えてしまったため、どの地震が発生したか確認することはできなかった。

7. まとめ

弾性範囲の応答が観測された'83年9月2日の地震および若干の塑性化を生じた'84年1月1日の地震による応答観測結果の概要および予備解析の結果について述べた。観測データは着実に蓄積されており、計画は順調に進行しているが、通常の地震応答解析法による予備解析の結果は概して観測値を下まわっており、これらが、今後の検討課題である。

(1984年7月12日受理)

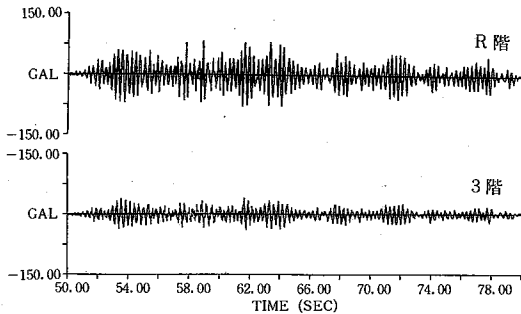


図12-A 柱崩壊型解析加速度時刻歴

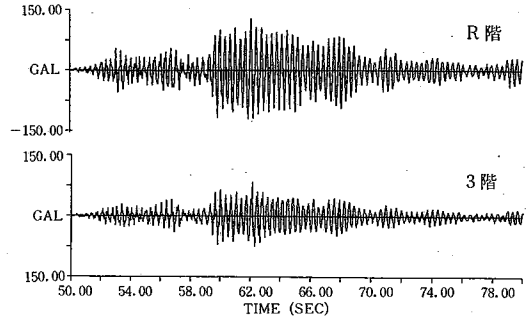
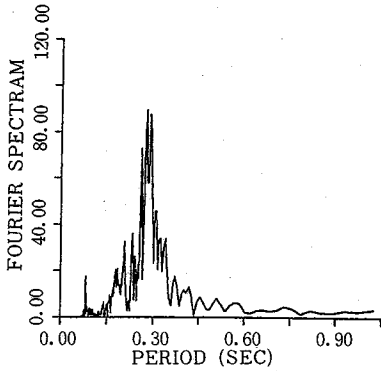
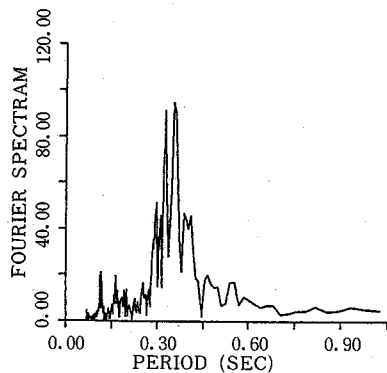


図12-B はり崩壊型解析加速度時刻歴



はり崩壊型

図13-A 柱崩壊型 R階解析加速度フーリエスペクトル



柱崩壊型

図13-B はり崩壊型 R階解析加速度フーリエスペクトル

参考文献

- 1) 田村ほか,「鉄筋コンクリート造弱小モデルによる地震応答観測(その1)」
昭和58年 日本建築学会大会梗概集
- 2) 田村ほか,「鉄筋コンクリート造建物弱小モデルによる地震応答観測(その2)(その3)」
昭和59年日本建築学会大会梗概集
- 3) 梅村ほか著『鉄筋コンクリート造建物の動的耐震設計法(中層編)』技報堂