

観測記録に基づく SRC 造 10 階建物の平面増築による振動特性変化

EXPERIMENTAL STUDY ON THE CHANGE OF VIBRATION CHARACTERISTICS OF A 10-STORY SRC BUILDING CAUSED BY FLOOR PLAN EXTENSION

岡田 純一*, 福和 伸夫**, 飛田 潤***

Jun'ichi OKADA, Nobuo FUKUWA and Jun TOBITA

Vibration characteristics of a 10-story SRC building with pile foundation were examined by microtremor tests and earthquake response observation, focusing on the change before and after floor extension of the building to investigate the effect of the floor plan shape on the vibration characteristics. As the change of floor plan of the building from non-symmetric L-shape to symmetry, natural frequency, damping, spatial vibration modes and soil-structure interaction have changed. Rocking motion, torsion and coupled torsion component of lateral mode decreased after the extension. New mode only with symmetrical in-plane floor deformation appeared after the extension. Such experimentally shown complex characters of actual building will be important for structure design and simulation.

Keyword : extension, microtremor, earthquake response records, medium-rise building, soil-structure interaction, torsion, spatial vibration

増築、常時微動、強震観測、中層建物、相互作用、ねじれ振動、立体振動

1. はじめに

建物の振動特性は構造種別、建物階数、平面サイズ、平面形状、地盤条件、基礎条件などに大きく影響されることが予想される。特に地盤と建物との動的相互作用は中低層建物の振動性状における支配的要因である。また一般に中低層建物の平面形状や、構造特性は高層のそれと比べて相当複雑であり、解析のみから振動性状を把握することは困難である。性能設計において地震荷重を適切に評価し、また建物の耐震性能を正確に把握するには、沖積平野上の都市部に多く見られる中低層建物の振動特性を詳細に検討し、そこから得られる成果を設計に反映していくことが必要となる。中低層建物の振動性状を把握するためには、各影響要因に注目した実測から得られる研究成果の蓄積が有用と考えられる。

常時微動等の振動実験により建物の振動特性を把握する研究は数多く行われてきた。しかし多チャンネル、高精度の計測は大規模、重要建築物を対象とした事例が多い。近年では高層建物を中心に RD 法¹⁾を用いた精度の高い減衰評価が行われており²⁾、常時微動レベルにおいても振幅依存性が大きい^{3,4)}等の結果も得られている。しかし、高層建物などの重要構造物に比べ、存在比率の高い一般的な中低層 RC 造構造物に関する研究は十分とはいえない。特に、高密度な観測点を用いた中低層建物の振動特性の詳細な分析は多くなく、中低層建物の振動特

性に影響する要因については検討の余地がある。

本論では、建物の形状に注目した詳細な振動性状の分析を行う。建物の立体形状は高さ方向のモード形状に関係し、建物の平面形状は、ねじれ等の立体振動特性に影響を与え、さらに基礎幅（建物幅）の変化によりロッキング、スウェー等の相互作用特性にも影響を与える。本論では増築工事により非対称平面から対称平面へと変化した 10 階建て SRC 造杭基礎建物を対象として、強震観測、常時微動計測、人力加振実験を行い、実際の振動特性を把握すると共に、増築前後の振動特性の変化を比較することにより、建物の平面形状が振動特性に及ぼす影響を検討する。対象建物は増築部分についても基礎を含む構造形式や地盤条件が同様なので、平面形状の変化を直接的に比較でき、平面的な不整形性が振動性状に及ぼす影響に関する検討に適している。

2. 建物・実験概要

対象建物は名古屋大学東山キャンパス内に立地しており、敷地は埋立地で表層は盛土層がある⁵⁾。建物は 1995 年に竣工した SRC 造 10 階建ての杭基礎建物（杭長 50m、杭径 600mm の PHC 杭で支持）である。1998～1999 年の増築工事により、建物の平面形状が非対称な L 字型からコ字型のほぼ対称形へと変化した。図 1 に対象建物の平面図・立面図及び強震観測点位置（●、○、□）を示す。図中の斜線で示した南東側

*名古屋大学大学院工学研究科建築学専攻・大学院生

**名古屋大学大学院環境学研究科都市環境学専攻・教授・工博

***名古屋大学工学部社会環境工学科・助教授・工博

Graduate Student, Dept. of Architecture, Graduate School of Eng., Nagoya Univ.

Prof., Grad. School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr. Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Civil Engineering and Architecture, School of Eng., Nagoya Univ., Dr. Eng.

の張り出し部が増築部分である。増築部は基礎も含め既築部と同様な構造となっている。図2に対象建物の形状と強震観測点の変化の概念図を示す。また現在までに観測された地震記録を表1に示し、さらにこの表に常時微動計測を行った日付を示す。なお表中のタイプは図2における建物形状と観測点位置のタイプを示し、着色されたものは本論で主な分析に使用する記録であることを示している。

地震記録は増築工事前で17波、工事中で6波、増築後は18波得られている。強震観測点は当初、GL-57m、-10m、-1mの地盤系と建物の1F、6F、RFに配置し、地盤と建物内の増幅特性が観測できる体制としたが、その後ねじれやロッキングも観測できるように増設をしている。増築前の98年11月から増築後の00年7月末までの期間は、図1に示す10F南西端(○)に観測点(3成分)を加え、地震時のねじれの挙動について観測した(タイプB~タイプD)。さらに00年10月末から、6Fにあった観測点をRF南東端に変更し、1Fの3地点(□)に上下動検出器を増やして、地震時のねじれ、ロッキングが観測できる体制を整えた(タイプF)。

増築前後について、立体振動モードや地盤・建物の相互作用を詳細に検討するために常時微動計測を多点多成分で行っている。図3に増

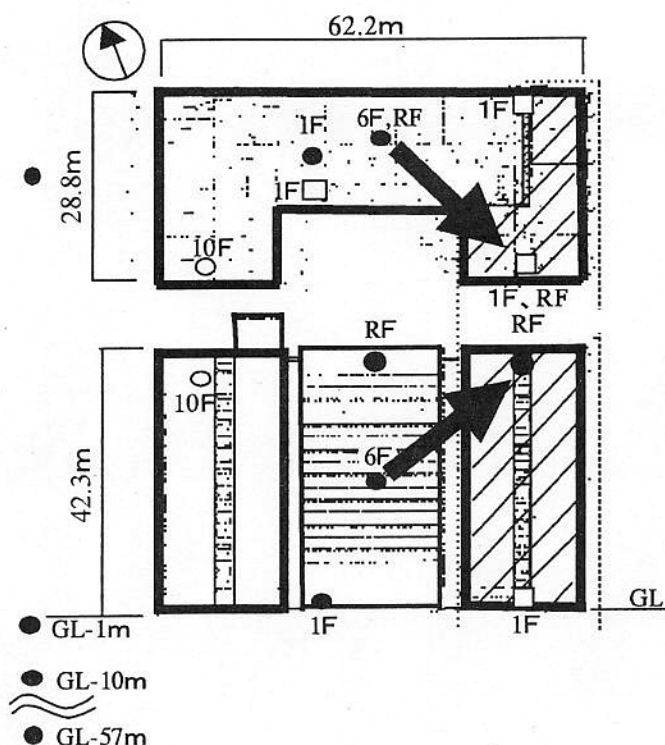


図1 対象建物の平面図・立面図及び強震観測点配置
(斜線は増築部を示す)

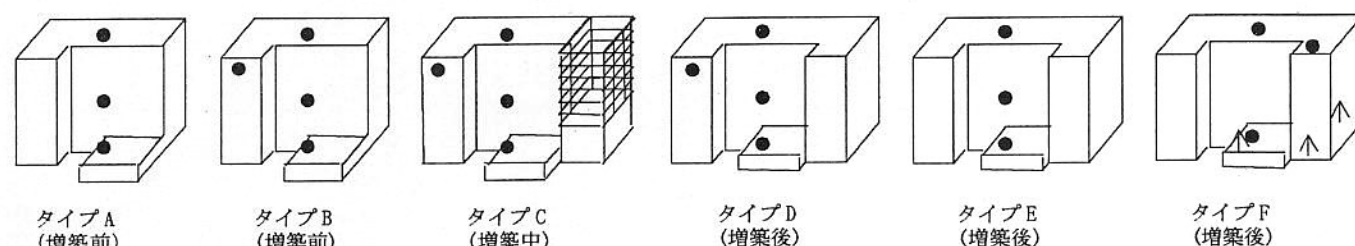


図2 対象建物の形状と強震観測点の変化の概要 (●:3成分、↑:上下動)

築前後についてのセンサー配置図を、また表2に計測条件を示す。増築前では31成分、増築後では46成分を地盤・建物に配置した。表2より増築前後の計測では観測時の風などの条件は大きく異なることが分かる。なお、増築後の常時微動計測と同時に人力加振実験を行っている。加振は8人、4人で行い定常状態になった後の自由振動を計測した。

強震観測はサーボ型加速度計を用い、時刻同期した3台のレコーダで集中収録する。サンプリングは100Hzである。本論で用いるEq. 10、Eq. 18、Eq. 27については解析に使用した時間長は81.92秒で統一している。記録は始まりと終わりに全体の長さの約1割程度のコサイン型のテーパーをかけており、スペクトルには0.04Hz幅のParzen ウィン

表1 観測記録と建物状況、及び本論での利用の一覧
(M:マグニチュード、R:震央距離、d:震源深さ)

地震名	日付	震央地名	M	R(Km)	d(Km)	短辺(gal)	長辺(gal)	タイプ	備考
Eq.1	961005	静岡県西部	4.4	99	26	-	7.4	A	屋上短辺方向欠測
Eq.2	961006	静岡県西部	3.9	96	23	-	2.1	A	屋上短辺方向欠測
Eq.3	961103					1.8	1.6	A	
Eq.4	961123	長野県南部	4.0	47	13	1.9	2.4	A	
Eq.5	961221	茨城県南部	5.4	252	53	5.5	4.6	A	
Eq.6	961221	愛知県東部	3.5	27	44	2.5	2.8	A	
Eq.7	970316	愛知県東部	5.8	57	39	107.2	130.3	A	
Eq.8	970316	愛知県東部	3.9	74	37	1.5	1.5	A	
Eq.9	970517	愛知県東部	3.2	76	45	1.0	1.4	A	
Eq.10	970524	遠州灘	5.3	87	22	11.3	11.1	A	加速度スペクトル伝達関数
Mt.1	970714	増築前常時微動計測							全成分31
Eq.11	971008	愛知県西部	3.4	77	20	2.1	2.8	A	
Eq.12	971011	遠州灘	4.9	147	36	7.8	3.3	A	
Eq.13	971219	石川県西方沖	4.4	138	12	8.1	4.6	A	
Eq.14	980210	岐阜県飛騨地方	4.2	34	11	3.9	4.7	A	
Eq.15	980422	岐阜県美濃中西部	4.0	57	11	4.8	3.1	A	
Eq.16	980422	岐阜県美濃中西部	5.4	57	10	52.0	26.9	A	
Eq.17	981107	静岡県西部	3.7	80	40	1.7	1.6	B	増築工事開始
Eq.18	981109	愛知県西部	3.9	77	44	10.7	7.7	B	屋上南西端設置
Eq.19	981202	三重県北部	3.9	57	46	3.9	3.1	C	ねじれスペクトル
Eq.20	990316	滋賀県北部	4.9	128	12	10.1	11.7	C	
Eq.21	990507	静岡県中部	4.7	113	20	14.0	11.7	C	
Eq.22	990821	和歌山県北部	5.4	199	70	16.1	19.3	C	
Eq.23	991107	福井県中	4.8	148	14	21.3	12.9	D	増築工事終了
Eq.24	991118	愛知県西部	3.2	73	45	2.2	1.8	D	
Eq.25	000303	愛知県西部	3.6	23	16	10.8	10.6	D	
Eq.26	000605	福井県嶺南地方	4.7	100	10	8.1	9.2	D	
Eq.27	000607	石川県西方沖	6.1	201	26	13.3	9.2	D	加速度スペクトル伝達関数
Eq.28	000701	新潟・神津島近海	6.1	230	10	5.0	5.7	D	ねじれスペクトル
Eq.29	000709	新潟・神津島近海	6.1	244	10	2.4	2.7	D	
Eq.30	000715	新潟・神津島近海	5.9	229	10	6.8	6.1	D	
Eq.31	000720	愛知県西部	4.0	22	40	42.5	13.4	D	
Eq.32	000721	茨城県沖	6.1	397	50	4.6	4.6	D	
Eq.33	000730	三宅島近海	6.2	257	10	5.3	5.8	D	南西端観測点撤去
Eq.34	000806	島島近海	7.3	750	430	1.1	0.8	E	
Eq.35	000808	新潟・神津島近海	4.0	230	10	1.1	1.3	E	
Eq.36	000905	愛知県西部	2.9	6	10	2.9	1.5	E	
Eq.37	001006	鳥取県西部	7.2	325	10	18.4	14.3	E	
Eq.38	001031	三重県南部	5.7	117	40	22.8	31.3	F	観測点新配置開始
Mt.2	001111	増築後常時微動計測							全成分46
Eq.39	010223	静岡県西部	5.3	62	50	40.4	33.5	F	地表欠測
Eq.40	010403	静岡県中部	5.3	105	30	21.3	20.8	F	ロッキング率
Eq.41	010801	静岡県中部	4.8	105	40	8.4	6.6	F	ロッキング欠測

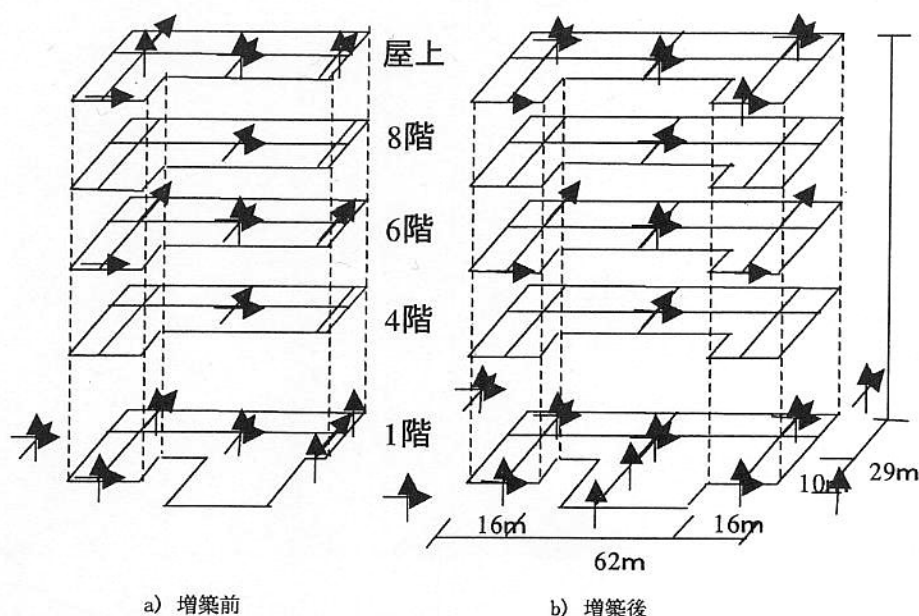


図3 増築前後のセンサー配置図

表2 増築前後の常時微動計測における計測条件

計測段階	日付	時間	計測時間	センサー数	平均風速	平均地動変位
増築前	97' 7, 14	21:45~	33分	31成分	2.2m/s	0.38 μ m
増築後	00' 11, 12	4:30~	31分	46成分	1.9m/s	0.28 μ m

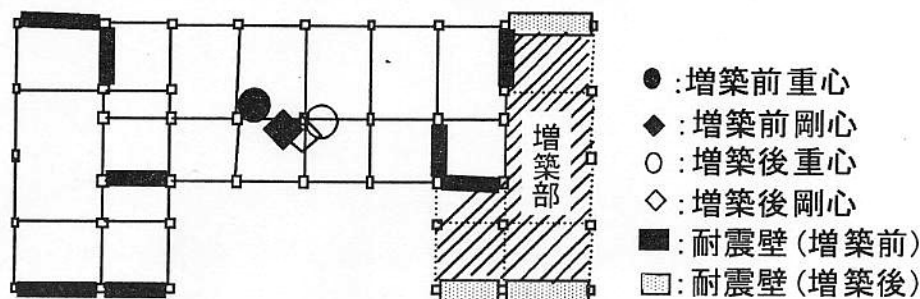


図4 基準階における増築前後の重心と剛心の関係

ドゥを適用した。常時微動記録、及び人力加振実験については動コイル型変位計を用い、200Hz サンプリングで記録している。変位計の特性の差は対象建物を検討するうえでは影響が少ないことを確認している。常時微動記録については増築前後とも約30分記録し、そこから時間長20.48秒の約70波の記録を用いてアンサンブル平均し、スペクトル、伝達関数を求めた。分析には静寂時の記録を用い、風や機器周辺ノイズの影響が見られる部分は極力除いてある。

図4に対象建物の増築前後の基準階における重心(●、○)と剛心(◆、◇)の関係を示す。図中に斜線部で示した増築部ができたことにより、基準階では平面形状がほぼ対称形となり、偏心距離が短くなり、長辺方向において重心と剛心の位置関係が逆転していることが分かる。なお、この建物では、外周部に耐震要素が多く配置されており、増築後には部材がほぼ対称に配置されている。

3. 強震観測記録の比較

3.1 固有モード特性

図5に屋上(RF)と地表(GL)から求められた連成系の伝達関数の振幅比(RF/GL)及び屋上と1階(1F)から求められたスウェイのみを固定した基礎固定系の伝達関数の振幅比(RF/1F、ロッキング成分の影響を

含む)を示す。本論ではスウェイは1Fの変位分と定義し、RF/1Fをスウェイ拘束の伝達関数、RF/(1F+H× θ) (ここにHは建物高さ、 θ はロッキング角)をスウェイ・ロッキング拘束の伝達関数とする。各図で薄線は増築前のEq. 10、濃線は増築後のEq. 27である。また、図6にねじれ成分/GL(短辺方向)のスペクトル振幅比を示す。この図は屋上中央と南西端の短辺方向成分の差を観測点の距離で割りねじれ角を求め、増築後の長辺方向の半長をかけたうえで、地表短辺方向の記録との比をとったものである。増築前は南西端における記録のあるEq. 18を用いた。なお、これら3波は表1から分かるように屋上の最大加速度が同程度で、かつ地表の加速度フーリエスペクトルの形が類似している地震を選択した。これらの図より、各方向の1次固有振動数(▼)は短辺方向で1.8Hz付近、長辺方向で1.9Hz付近であり、2次固有振動数は短辺方向で6Hz強、長辺方向で7Hz強である。増築前後を比べると各方向の1次固有振動数は若干上昇していることが分かる。2次固有振動数については変化がはっきりしない。図6からねじれの成分が卓越する振動数(▽)は2.2Hz付近であり、図5の短辺方向の2.2Hz付近のピークはねじれ成分であると判断できる。増築前後で比べるとねじれの卓越する振動数は若干低下し、ねじれ成分の振幅は減少している。図5の短辺方向の2.2Hz付近のピークも増築後は減少している。このことは図4から分かるように増築前後で偏心距離が短くなったためである。

図6の5Hz強に増築前後に変化が見られる。張り出し部分の観測点がある記録(図2のタイプBやタイプD・タイプF)で見ると、増築後の5Hz強で、屋上中央部分

と張り出し部分の間に短辺方向で位相に差が見られ、長辺方向で振幅の差が見られた。このことから増築により新たに振動モードが発生したことが予想される。この新モードについては4階で常時微動により詳しく検討する。

次に観測されたすべての地震記録に対して、1Fを入力とする基礎固定系(スウェイ拘束)のモデルを想定して、RFのスペクトルをフィッティングするように最適パラメタ推定を行なった。線形多モードモデルを用い、推定は長辺、短辺方向の各方向ごとに行うが、2方向の応答の連成を評価するために、1Fの直交方向の成分も入力として用いる⁹⁾。図7に短辺方向について3モードモデルでフィッティングした伝達関数の振幅比と位相差を示す(増築前Eq. 10、増築後Eq. 27)。特に増築前では、1次固有振動数(▼)の高振動数側にねじれの卓越する振動数(▽)が明確に見られる。増築後ではねじれの影響が少なくなっているが、ねじれに対応するモードのパラメタ推定は可能であった。

増築前後の固有振動、ねじれ振動の特性と、その振幅依存性について考察するために、図8に増築前(○)・中(□)・後(●)の1次固有振動およびねじれ振動の固有振動数と減衰定数の推定値を屋上最大加速度との関係で示す。1次固有振動数については増築前後で同様の振幅依存性が見られ、増築後で長辺方向が若干上昇している。短辺方

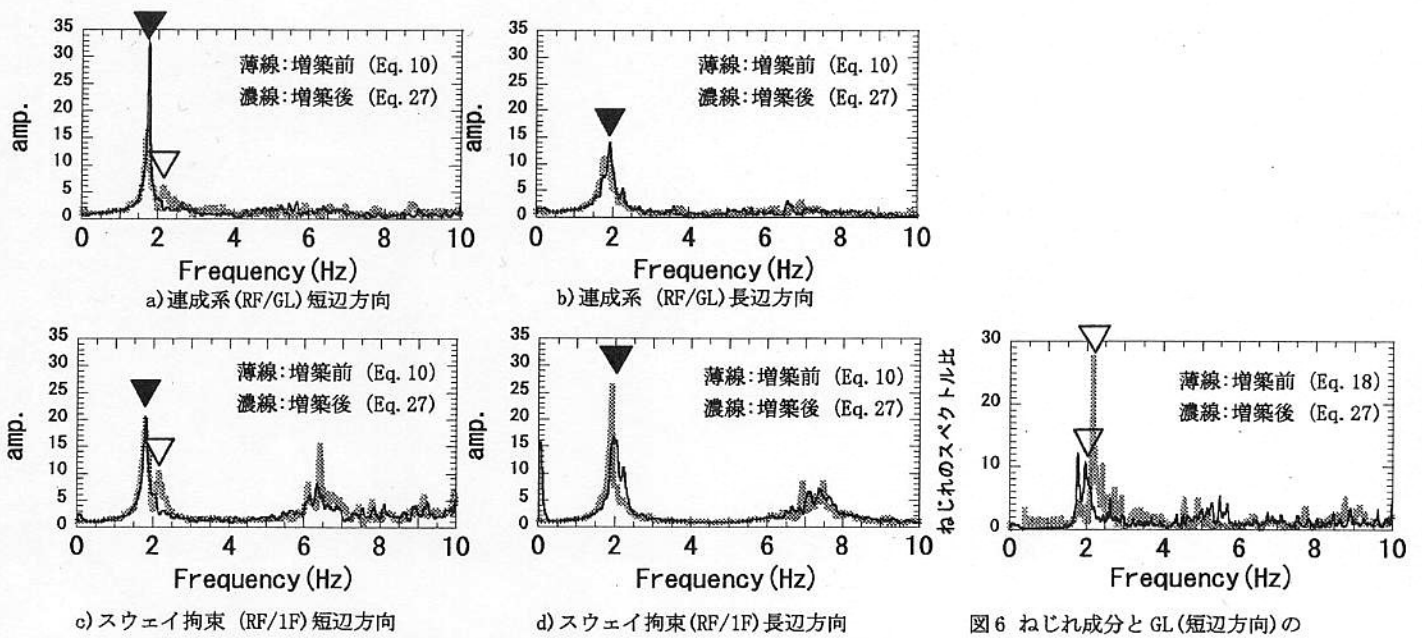


図5 強震観測による連成系、スウェイ拘束の増築前後の伝達関数の振幅比 (薄線:増築前、濃線:増築後)

図6 ねじれ成分とGL(短辺方向)のスペクトル振幅比

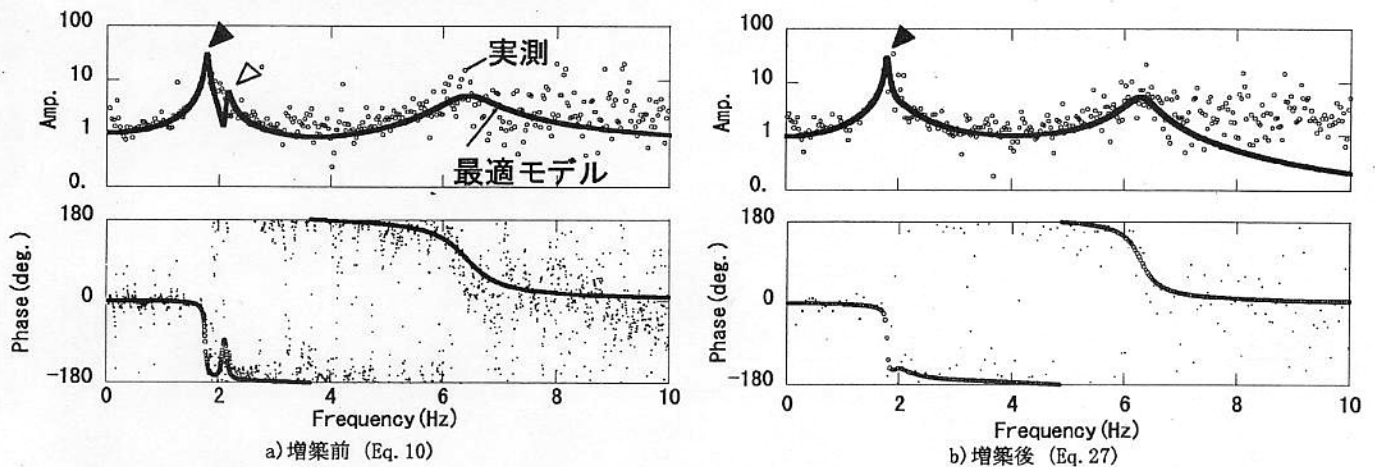


図7 増築前後の短辺方向伝達関数のフィッティング

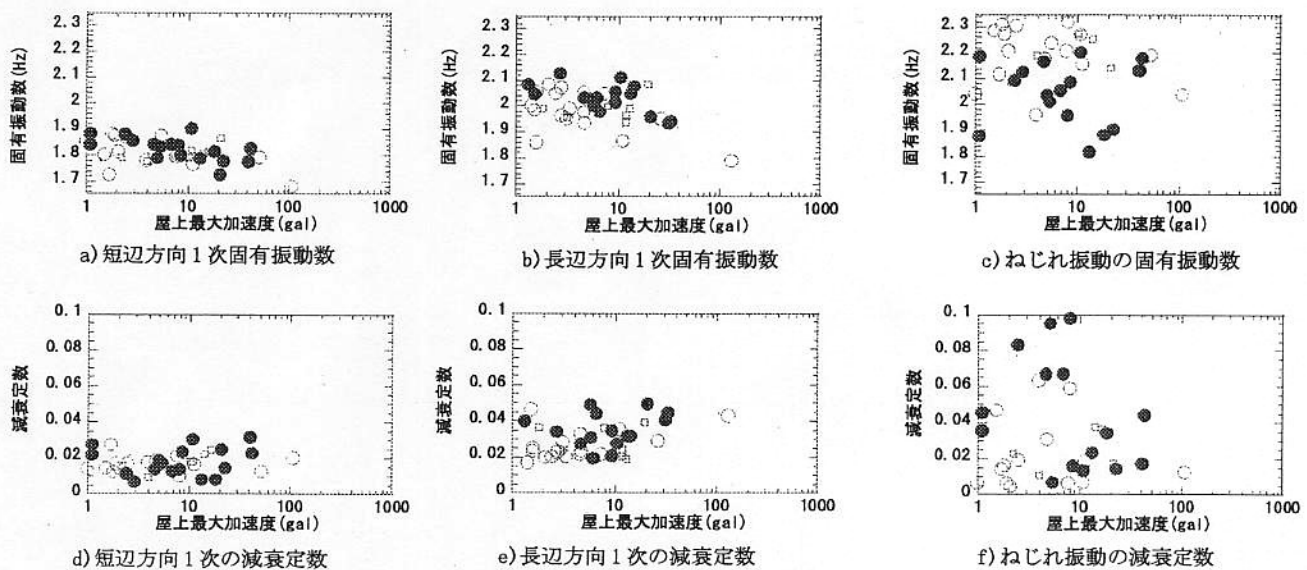


図8 各振動における振動数、減衰定数の推定値 (○:増築前、□:増築中、●:増築後)

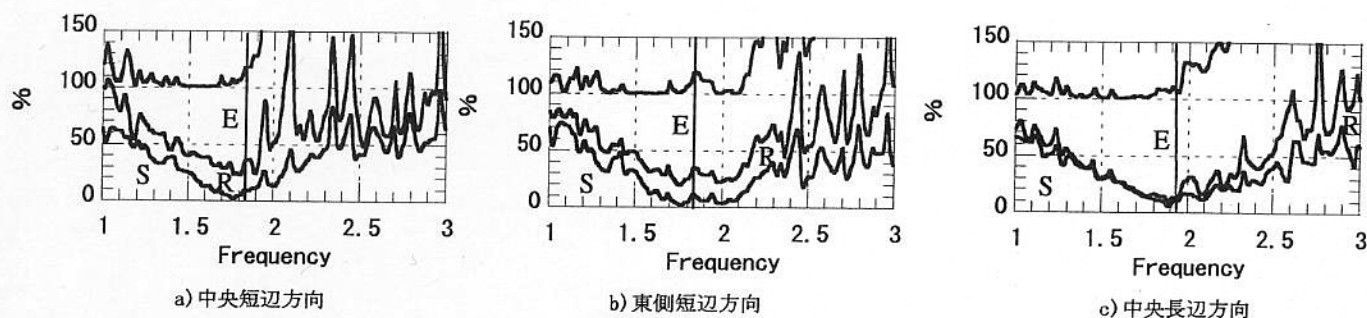
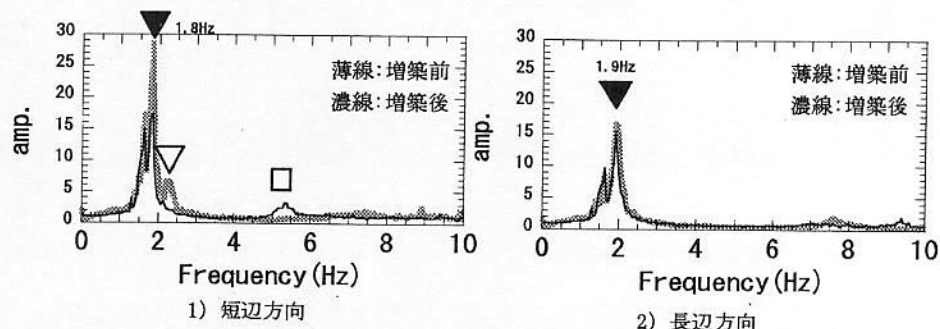
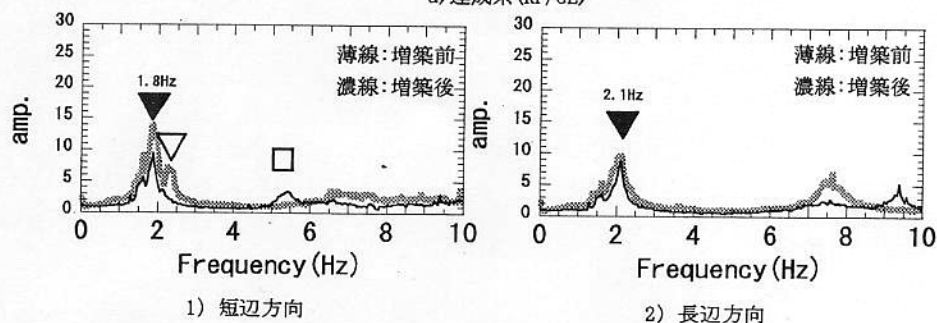


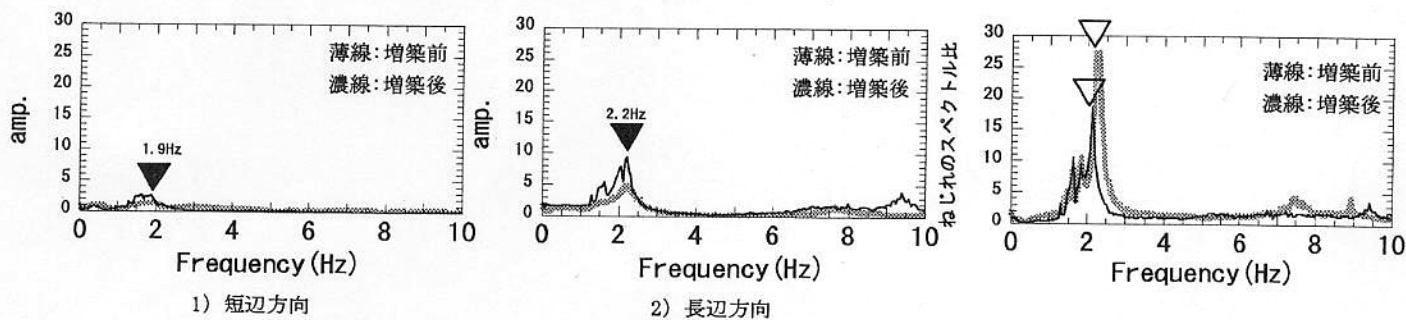
図9 地震時Eq. 40 (増築後)におけるスウェイ率 (S)・ロッキング率 (R)・弾性変形率 (E)



a) 連成系 (RF/GL)



b) スウェイ拘束 (RF/1F)



c) スウェイ、ロッキング拘束 (RF/(1F + 0 H))

図10 常時微動による増築前後の伝達関数振幅比

図11 ねじれ成分とGL (短辺方向)のスペクトル振幅比

向は明確ではないが上昇する傾向にある。ねじれの振動数についてはばらつきが多いものの逆に若干低下している。固有振動数の上昇について、長辺方向では、図4から分かるように床面積に対する耐震壁量が増加したためであり、短辺方向については後述するが、増築により短辺方向のロッキング剛性が上昇したためであると考えられる。ねじれの振動数の低下については、増築部の外周にある耐震壁のねじれ剛性より、平面中央から離れた増築部分の重量増加の影響が大きかったことが考えられる。減衰定数については、増築前には特に長辺方向で明確な振幅依存性を示していたが、増築後はばらつきが大きくなって

いる。

3.2 スウェイ・ロッキング率

図9にEq. 40におけるスウェイ率 (S)、ロッキング率 (R)、弾性変形率 (E)を振動数ごとに累積で示す。図中の直線はEq. 40における1次固有振動数を示している。なお、スウェイ率についてはRF変位に対して1F変位の占める割合とする。これらの図より長辺方向は短辺方向に比べてロッキングの占める割合が少ないことが分かる。これは長辺方向は短辺方向に比べ基礎幅 (建物幅) が大きいためと考えられる。短辺方向でも東側の方が中央に比べてロッキング成分が小さくなって

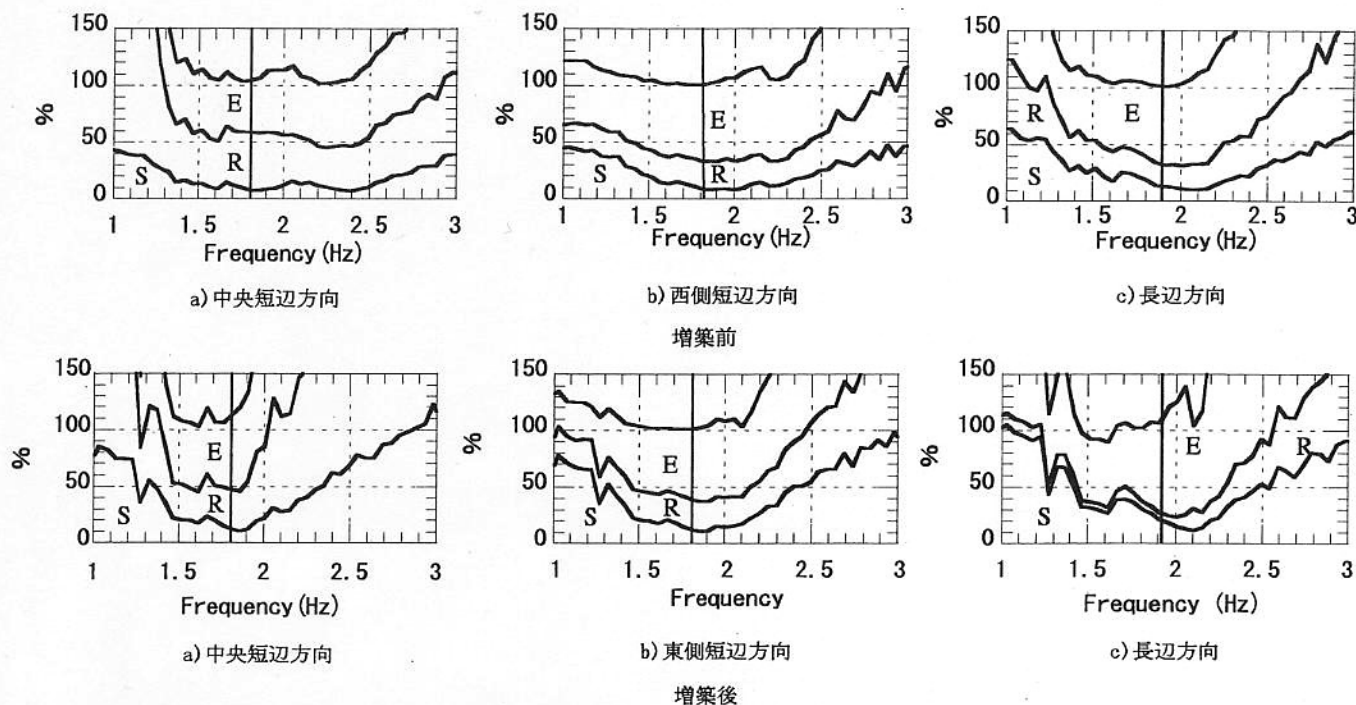


図12 常時微動におけるスウェー率 (S)・ロックング率 (R)・弾性変形率 (E)の増築前後の比較

いる。これは有効な基礎の幅が中央より東側の方が大きいためである。

4. 常時微動計測記録の比較

4.1 固有モード特性

図10に(a)連成系 (RF/GL)、(b)スウェー拘束 (RF/1F)、(c)スウェー・ロックング拘束 (RF/(1F+θH))の伝達関数の振幅比を示す。θはロックング角、Hは建物高さである。増築前後の1次固有振動数(▼)は連成系モデルで短辺方向で1.8Hz付近、長辺方向で1.9Hzである。前述のように地震応答では増築後の方が各方向で固有振動数が増大する傾向にあるが、図10では大きな違いは見られなかった。a)~c)の1次固有振動数の相違に注目すると、長辺方向と短辺方向で異なった特性を示している。短辺方向はa)とb)の振動数の差は小さく、b)とc)の差の方が大きくなっており、スウェーよりロックングの影響が大きいことが分かる。長辺方向はa)、b)とb)、c)の振動数の差がほぼ同じになっている。

図5の地震時の伝達関数と比べると、固有振動数は大きめになっており、微動レベルでも振幅依存性が見られることが分かる。一方、減衰については振幅比のピークの高さの比較では、地震時より大きい傾向にある。RD法、及び人力加振による自由振動実験(増築後のみ)では概ね5%前後となった。なお、増築前後におけるRD法より求めた減衰定数の差は固有振動数と共に著しいものではなかった。

図10の約5.5Hz付近のピーク(□)は増築前には見られなかったものであり、増築により新しい振動モードが生じたと考えられる。このモードについては4.3節で詳述する。

図11にねじれ成分/GL(短辺方向)のスペクトル振幅比を示す。このスペクトルは東西の両端の計測点の短辺方向の成分の差をセンサー間の距離で割り、増築後の長辺方向の半長をかけたねじれ成分について、地表の短辺方向成分との比をとったものである。図中の(▽)がねじれの卓越するピークであり、増築によりねじれの成分が減少し、振動数が減少していることが分かる。この傾向は3章の地震応答と一致している。

4.2 スウェー・ロックング率

図12に増築前後のa)中央短辺方向、b)張り出し部分短辺方向(増築前西側、増築後東側)、c)長辺方向のスウェー率・ロックング率・弾性変形率を各振動数で累積で示す。図9の増築後の強震観測の結果と比較し、1次固有振動数におけるロックング成分の割合はほぼ対応しているが、常時微動ではスウェー成分が多く、弾性変形率が少なくなっている。増築前後を比べると増築後では中央短辺方向、長辺方向でロックングの割合が減少している。図4から分かるように長辺方向は基礎幅の増加が原因であり、中央短辺方向は東側の増築部が増築前の西側と同様にロックングしづらい部分となり中央部分のロックングが拘束されたことによると考えられる。なお、図9、12において1次固有振動以外でスウェー率が大きくなっているのは、1次固有振動以外でロックング、弾性変形率が低いことにより相対的にスウェーの割合が高まるからである。

図9、12における短辺方向のロックング率は場所により異なっており、1Fの床が面外変形をしていることが分かる。基礎幅の違いにより各場所におけるロックング抵抗が異なる事が原因と考えられる。

実測で得られた特性を簡易モデルで検討する。面積等価の円形無質量剛基礎の静的なスウェーパネ剛性を、PHC杭1本あたりの軸剛性と杭の配置からロックングパネ剛性を、図10のc)から求められる基礎固定系の実測値と建物重量から建物剛性をそれぞれ略算した。得られた剛性からスウェー・ロックング・弾性変形が屋上変位に占める割合を求めたところ、実測から得られる図9、12に比べ、ロックング比が大きい傾向にあった。しかし、長辺方向と短辺方向の差や、増築による変化については実測と同様な傾向が見られた。

4.3 立体振動モード

増築前後の短辺方向の1次固有振動、ねじれ振動、図10の増築後のみに見られた5.5Hz付近のピークについて、立体振動モード形状をそれぞれ図13、14、15に示す。これらの図は対象となる固有振動数に0.1Hz幅のバンドパスフィルターをかけ、1周期の1/4毎の変位モード形の変化を西・南立面図、屋上平面図に表したものである。なお立体図については、中立位置と正負両側の最大変位のみを示している。図13の短辺方向並進モードは、増築前は並進と連成したねじれ成分が多

く、短辺方向にのみ並進するのではなく、ねじれつつ屋上が右回り楕円軌道を描いている。また中央部分と張り出し部分との角度は直角を保っておらず、床が平面内で変形していることが分かる。増築後はねじれ及び屋上の楕円軌道も小さくなり、楕円軌道の回転方向が逆の左回りになっている。この差は増築により偏心距離が短くなり、かつ重心と剛心の長辺方向における位置関係が逆転したことが原因である。床の面内変形についても増築後で小さくなっているが、やはり張り出し部に面内変形が見られる。一方立体的な変形による1階床の面外へねじれる変形も現れており、4.2節で述べた場所によるロッキング成分の差に対応している。

図14のねじれモードでは増築前は大きくねじれているが、ねじれの中心がほぼ同じ位置にある。一方、増築後はねじれ自体は小さくなっており、全体が長辺方向に動いている。ねじれ成分の減少は偏心距離が短くなったことによると考えられ、またねじれの卓越振動数と長辺方向の1次固有振動数が近づいたため、連成して長辺方向へ振動するようになったと考えられる。ねじれ振動についても床の面内変形を生じている。

図15は増築後のみに見られる床の面内変形の卓越する振動モードであり、東西の張り出し部分が逆位相で動いて、コ字平面が開閉しており、その動きに合わせて中央部分が弓形に変形している。モード形状

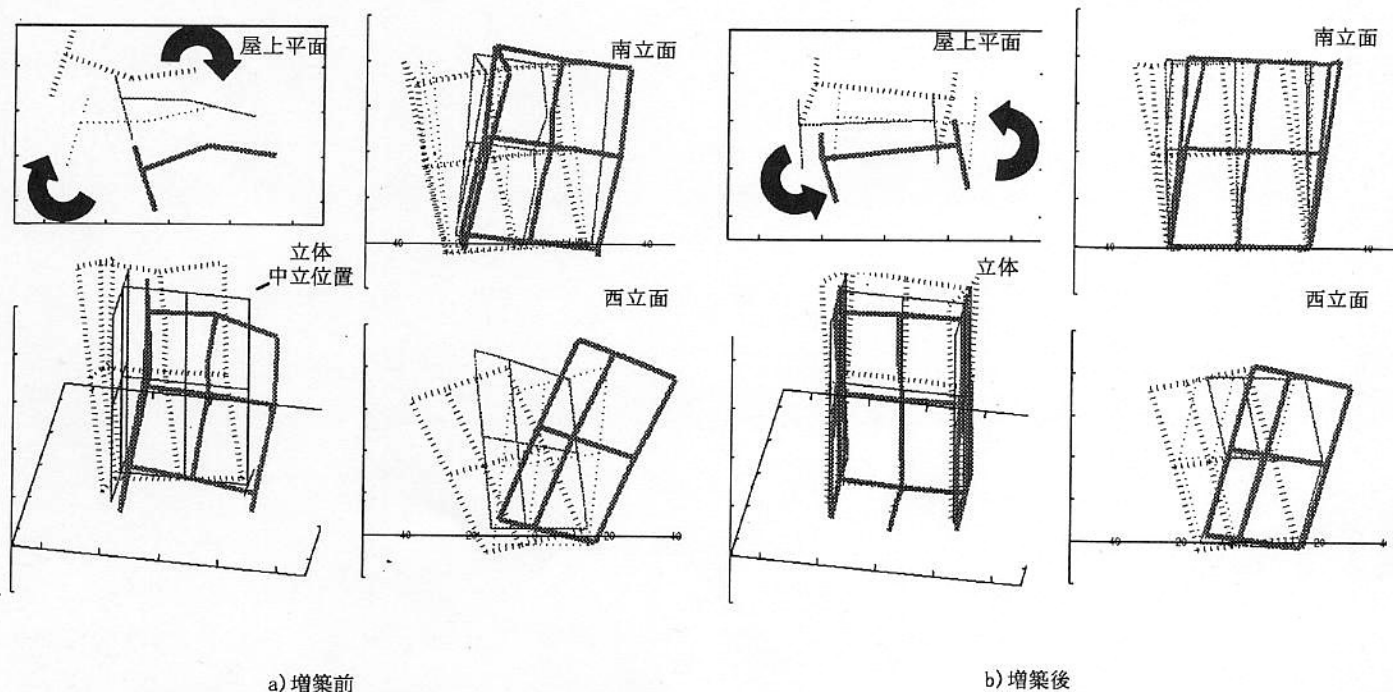


図13 増築前後の短辺方向1次固有振動の立体振動モード (細実線:1/4T、太実線:2/4T、細破線:3/4T、太破線:4/4T)

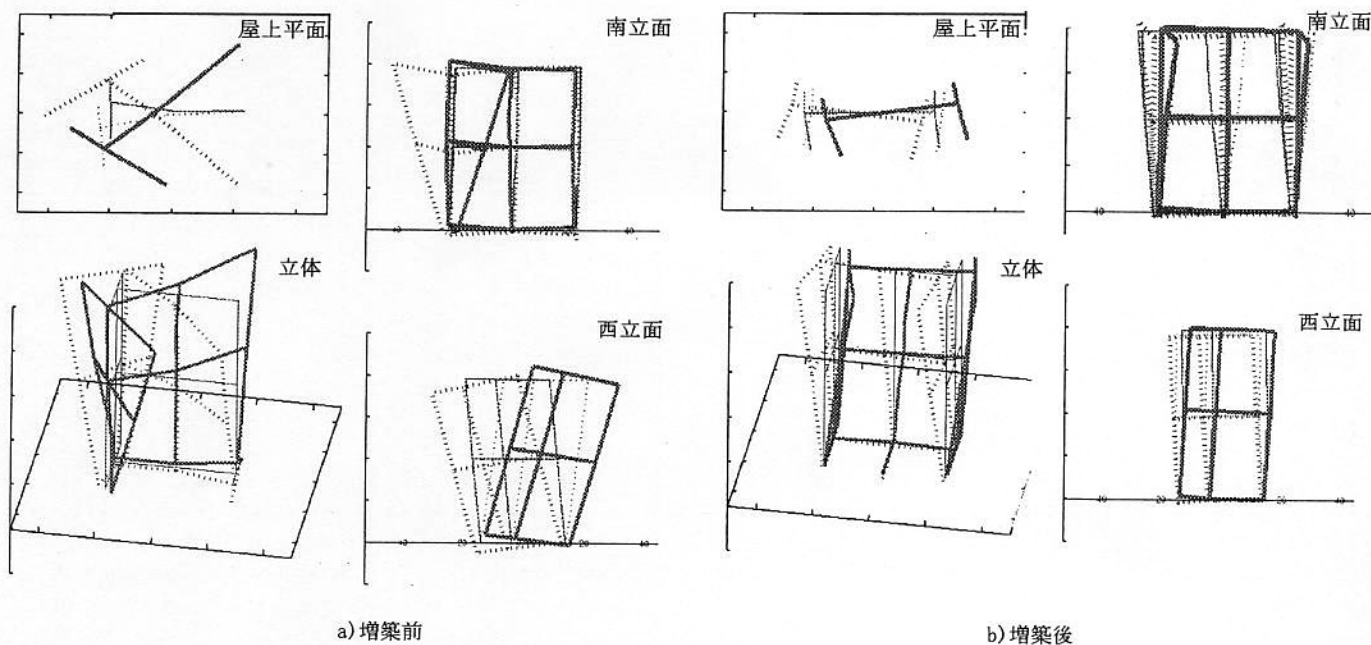


図14 増築前後のねじれ振動の立体振動モード (細実線:1/4T、太実線:2/4T、細破線:3/4T、太破線:4/4T)

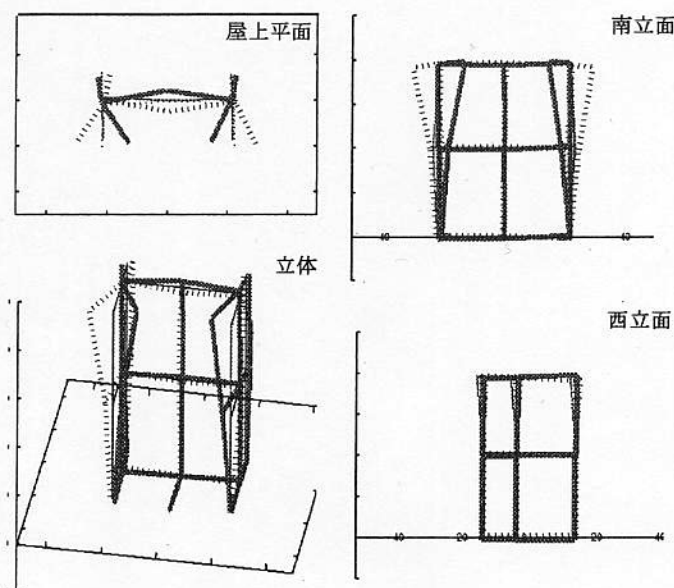


図15 床の面内変形が卓越する振動モード
(細実線:1/4T、太実線:2/4T、細破線:3/4T、太破線:4/4T)

が東西対称であることから、増築により対称平面になったためによって生じたモードと考えられる。東西の張り出し部分ではこのモード成分が東西方向成分全体の約2割をしめており、無視できない大きさとなっている。これら立体振動モードに関しては、参考として下記のURLに動画を示す。

<http://sharaku.nuac.nagoya-u.ac.jp>

5. まとめ

本研究では増築により平面形状が変化した10階建SRC造建物について、常時微動、強震観測などの観測記録を用いて固有振動数、減衰定数や振動モードの検討を行った。

対象建物の平面増築による変化を以下にまとめる。

- ①各方向の固有振動数の上昇
 - ②並進モードに連成するねじれ成分の減少
 - ③ねじれ成分の減少
 - ④ねじれの振動数低下
 - ⑤ロッキングの減少
 - ⑥床の面内変形が卓越する振動モードの発生
- ②・③・⑥は特に平面形状が対称形となったことが大きく影響しているものであると考えられる。

本研究で実測により得られた1次固有振動数(1.8~1.9Hz)は、設計時に算定された固有振動数(約1Hz)とはかなり大きな差が見られた。これは構造形式がSRC造建物なので、壁部材の評価が主な原因であると考えている。1次並進でも設計時に一般的に行われている剛床仮定と矛盾する振動モードが見られ、床の面内変形のみが卓越する振動モードもみられた。さらにロッキングの各場所における違いによる1F床の面外変形もみられた。本研究は一建物の例に過ぎないが、このような複雑な振動現象が一般的な建物にも見られると予想される。これからの性能設計において建物の耐震性能を正しく評価するためには、設計における条件や仮定と実現象との差を正しく判断することが必要になる。そのためには本論で行ったような建物規模、構造形式、平面形状などに注目した詳細な実測記録の蓄積が必要であると考えられる。

謝辞

名古屋大学環境学研究科助手・中野優氏には、立体振動モード図の作成にあたり協力を頂きました。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 田村幸雄、佐々木淳、塚越治夫: RD法による構造物のランダム振動時の減衰評価、日本建築学会構造系論文報告集、No. 454、29 - 38、1993
- 2) 日本建築学会: 建築物の減衰、1 - 278、2000
- 3) 大網浩一、村上雅也、大澤胖: 地盤-建物連成系の動特性の実測結果とその考察、第6回日本地震工学シンポジウム講演集、1569 - 1576、1982
- 4) 飛田潤、福和伸夫、西阪理永、西山拓一: 名古屋大学東山キャンパスの高密度地震観測に基づく建築物の減衰特性推定、日本機学会D&D' 97 21世紀のダンピング技術シンポジウム講演論文集、41 - 44、1997
- 5) 福和伸夫、山田耕司、石田栄介、森保宏、辻本誠、松井徹哉: オンライン強震観測・地震被害想定・振動実験システムの構築、日本建築学会技術報告集 第3号、41 - 46、1996
- 6) Tobita, J.: Evaluation of Nonstationary Damping Characteristics of Structures under Earthquake Excitations, J. of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.59, Nos2, 3, 283-298, 1996.