

1995年兵庫県南部地震における被災建物の動特性とシミュレーション解析

林 康 裕 護 雅 史
(和泉研究室) (和泉研究室)
渡 辺 宏 一 田 村 和 夫
(和泉研究室) (和泉研究室)
金 子 美 香 齋 藤 知 生
(和泉研究室) (技術研究所)
横 田 治 彦
(技術研究所)

§ 1. はじめに

1995年兵庫県南部地震においては、多くの構造物が被災した。建物被害は、その数もさることながら、被災度は予想をはるかに超えたものであったと言って差し支えないであろう。この大きな要因として、予想をはるかに上回った地震動が構造物に作用したことは想像に難くない。しかし、兵庫県南部地震の大災害を教訓として建築構造物の今後の耐震設計に反映していく上で、本震時の地震動強さの評価をはじめとして、個別被災建物の被害要因の検討、シミュレーション解析による被災状況の定量的評価を行うことは重要であると考えられる。

著者等は、入力地震動の推定や構造物の性能評価のための基礎資料の収集を目的として、神戸市中央区の事務所建物・商業建物を中心とした建物の常時微動計測を行った¹⁾。本論文では、水平方向と上下方向の基本周期とその減衰定数に着目し、被災度や入力的主軸方向との関係、被災後の補修の効果について調べた結果を報告する。

一方、著者等は、神戸海洋気象台における観測記録を基に、神戸市中央区の三宮を通りほぼ南北方向に横切る断面での本震の地震動の推定を行っている²⁾。本論文では、常時微動計測を行った建物の内、被災度が大破・中破・軽微のSRC造3棟について、各建物立地地点で推定された地震動を入力とする応答解析を行い、構造体被害のシミュレーションを行った結果についても報告する。

§ 2. 微動計測に基づく建物の被害と動特性の検討

2.1 調査対象建物と被災状況

調査対象建物は、SRC造5棟、RC造3棟、S造

5棟の計13棟で、事務所ビルもしくは複合ビルである。調査建物には、種々の被災度のものが含まれている。立地地点は、図-1に示すように殆どが神戸市中央区の三宮周辺地域であるが、ポートアイランド中央付近に立地するS造建物と図には表示されていない東灘区に立地するRC造建物の各1棟を含んでいる。

対象建物の概要と被災状況を表1~3に示す。

SRC造建物は6~13階建てで、軒高は約25~50m、ラーメン構造あるいはラーメン構造と耐震壁構造との併用構造である。基礎形式は、杭基礎のE建物を除き直接基礎である。建物A、Bの被災度判定は大破であるが、層崩壊には至っていない。建物Aは、柱部分でのせん断破壊が著しく、柱の破壊による大きな床の沈下を伴っている。建物Bは、偏心したコア部の壁の被害が大きく、特に長辺(南北)方向

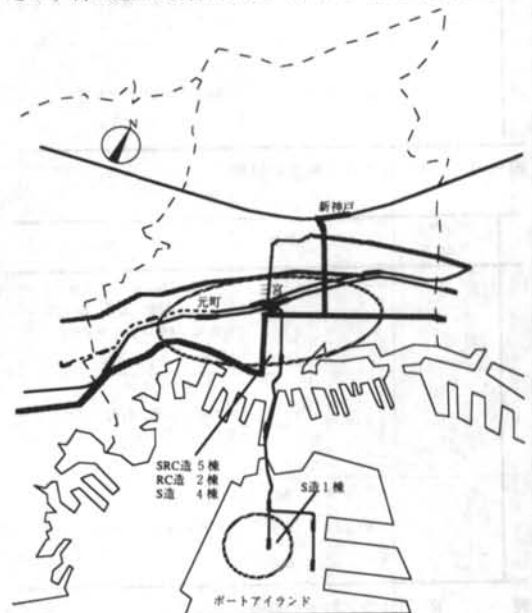


図-1 微動計測建物の立地地点

の破壊が顕著である。建物C～Eは新耐震設計法施行以降の建物で、建物D、Eは構造的には無被害である。建物Cは、コア部分の壁がせん断破壊しているもの、ラーメン構造部分の柱は殆ど無傷であった。

RC造建物a～cは、いずれも5～6階建てであり、いずれの建物も偏心したコアを有するラーメン構造と耐震壁構造との併用構造である。被災度判定の内訳は大破1棟、軽微1棟、無被害1棟である。この内、大破となった建物aは、3階部分で隅柱が圧壊し、その影響で4階以上の床が傾斜している。

	平面形状 (上が北)	階数	軒高(m)	構造躯体の被害状況
A		B1-6-P3	24.0	(大破) 1階で柱せん断破壊または曲げせん断破壊。2階で柱圧壊。コア部壁のせん断破壊および沈下あり。南北方向の変形による被害が大きい。
B		B1-11-P1	40.75	(大破) 南北方向の変形による被害が大きい。耐震壁せん断破壊。2階で柱に付着割裂破壊・曲げせん断破壊。各部の被害は2階が最大、上階に行くに従い小さくなる。
C		B2-13-P2	48.7	(中破) 3～9階の南北方向の耐震壁せん断破壊。4～6階の被害が大きい。東西の耐震壁の被害は4階で大きい。その他は小破または軽微なクラック程度。
D		B1-9-P1	31.0	(軽微) 雑壁にヘアクラックが見られた程度で構造的に無被害。
E		B1-9-P0	30.3	(軽微) 構造的に無被害。

表-1 SRC造建物と被害の概要

	平面形状 (上が北)	階数	軒高(m)	構造躯体の被害状況
a		B0-5-P1	18.25	(大破) 3階の隅柱の柱脚コンクリートが圧壊、大幅な横ずれ。その影響で4階以上の床が傾斜している。
b		B1-6-P1	22.9	(軽微) 各所に軽微なひび割れが見られるが、構造的に無被害。
c		B0-5-P1	20.0 (階高4mによる推定)	(軽微) 構造的に無被害。

表-2 RC造建物と被害の概要

S造建物は、全て8階建て以上で、軒高もほとんど30m以上である。被災度の内訳は大破3棟、中破1棟、軽微1棟である。建物被害の方向は、中破となった建物IVでEW方向の被害も若干生じたが、殆どの被害はNS方向の振動に起因するものであった。

2.2 測定内容・方法

常時微動の測定に用いた計測機器は、(株)東京測振製の携帯用振動計SPC-35で、センサー3台の同時計測が行える。速度振幅を測定し、サンプリング周波数は100Hz、フルスケール0.1cm/sを16bitでAD変換を行って、300秒間収録した。測定は、午前9時から午後5時までの間に行った。周辺建物は解体作業中であることが多く、補修中の建物内での計測であった場合もあり、微動計測環境としては決して良いとは言えなかったが、結果として建物の卓越振動数の同定にはほとんど支障なかった。

測定位置は、原則として建物屋上階とした。計測は、中央部付近で建物の梁間方向・桁行方向・上下方向の3成分同時測定を行った他、建物のねじれ振動や主要柱直上での上下振動を計測できるように適宜計測点を設けた。また、SRC造建物B、Cにおいては、建物の振動モードも計測できるように、盛り換えを行いながら計測を行った。

	平面形状 (上が北)	階数	軒高(m)	構造躯体の被害状況
I		B1-8-P1	40.0	(大破) 2階から6階までの鉄骨仕口部に被害が見られた。梁フランジがとりついた部分の柱スキンプレートに亀裂が生ずるケースがほとんどであった。
II		B1-10-P1	30.7	(大破) 3階から6階までの南北方向大梁の大部分が端部において破断しており、それに伴い床梁レベルの下がりも生じている。但し、柱・接合部はほぼ健全。
III		B1-8-P1	29.1	(大破) 建物西側において柱の傾き、座屈が著しい。階層別には、3・4・5階の被害が激しく、地下階は比較的健全。階段室など、コンクリートの剥離多数。
IV		B1-19-P3	76.75	(中破) 15～R階の鋼管ブレース下部仕口部の座屈及び破断。5・6階の鋼管ブレース上部溶接部の破断。15～17階の軸ブレース受け梁の曲げ塑性変形。
V		B0-12-P1	41.29	(軽微) 構造的に無被害。

表-3 S造建物と被害の概要

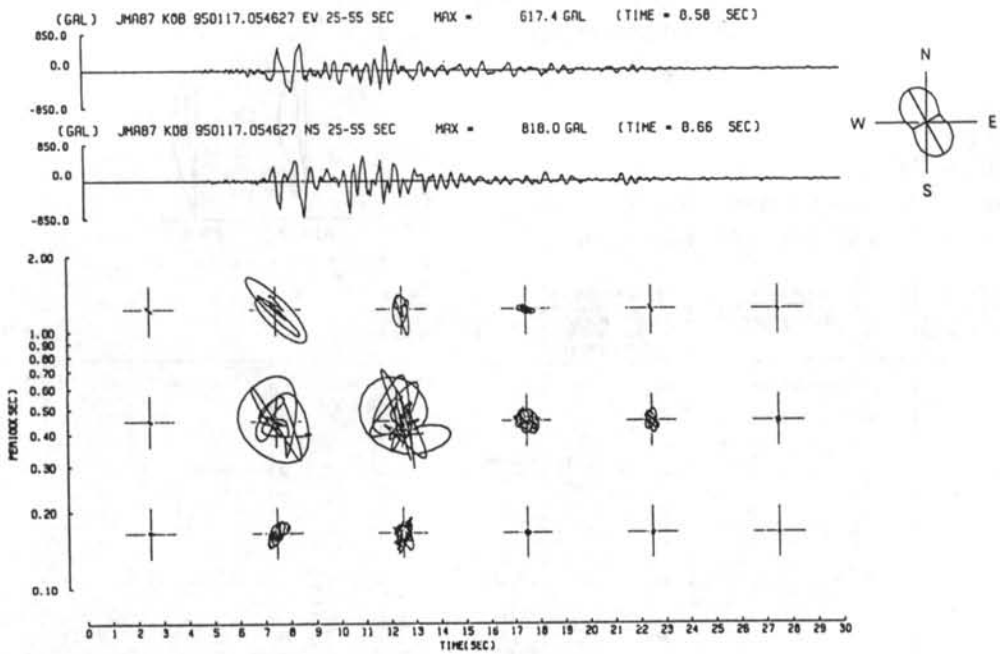


図-2 神戸海洋気象台観測記録の平面粒子軌跡 (主軸方向)

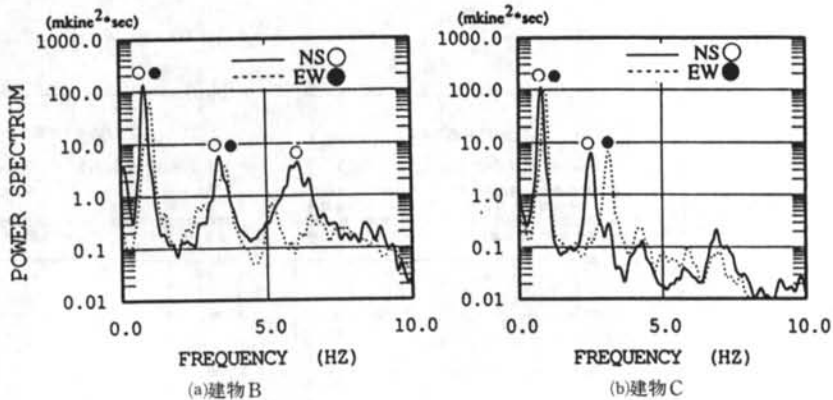


図-3 R階における水平成分のパワースペクトル

常時微動の測定は、原則として被災後の測定のみであった。ただし、SRC造建物C、および、S造建物I、IIは補修を行ったので、補修前と補修後の2回計測を行った。また、S造建物のIVは、竣工直前に小型起振機を用いた振動計測を行っていたので、このデータとの比較を行うこととした。

なお、計測の対象とした建物の梁間方向や桁行方向は、多くの場合国道2号線に平行または直交している。国道2号線は、神戸海洋気象台の強震記録の主軸方向のN30°W方向(図-2)とほぼ直交している。そこで、建物の被害が顕著だった方向と観測

記録の主軸方向との関係を論ずるために、以下では建物の概略方位として、N30°W方向に近い主軸方向をNS方向、これと直交する方向をEW方向と呼ぶことにする。

2.3 測定結果

(a) 水平成分

まず、図-3に建物B、Cの屋上階中央付近で得られた常時微動の水平成分のパワースペクトル(被災後)を示す。図-3中の○印はNS成分、●印はEW成分のピークを示す。ピークにおいて並進成分が卓越しているのかねじれ成分が卓越しているのか

は、R階の対辺に配置された2観測点間の位相が同位相か逆位相かによって判別した。図-4には、参考のために、建物Cの水平方向並進成分の1次、2次モードを示す。両方向とも2次モードの節の位置が通常より上層部にある点が特徴的である。

建物の屋上階で計測した微動のパワースペクトルから得られる基本周期 T およびその減衰定数 h を、

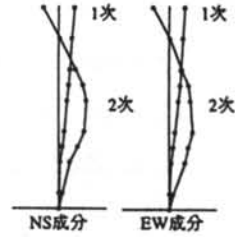
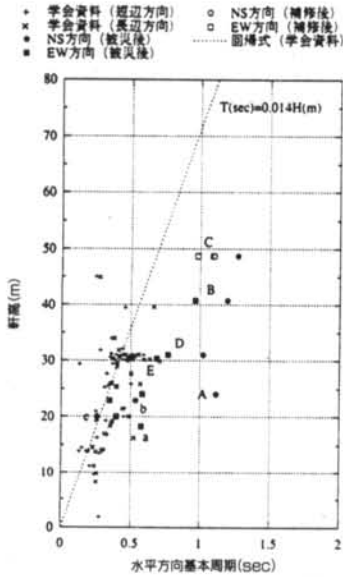
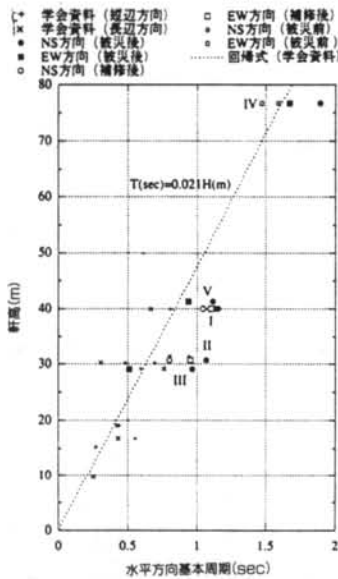


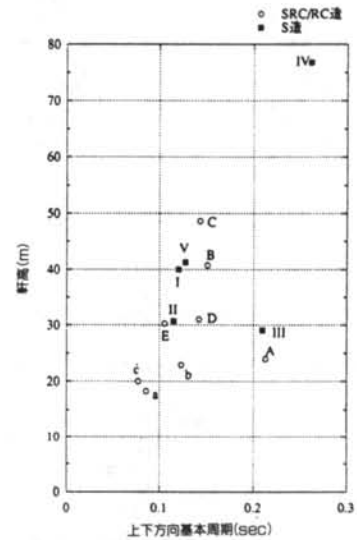
図-4 建物Cの水平方向振動モード



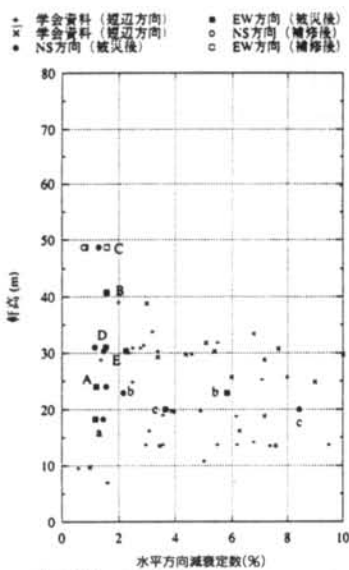
(a)水平方向の基本周期 (SRC・RC造)



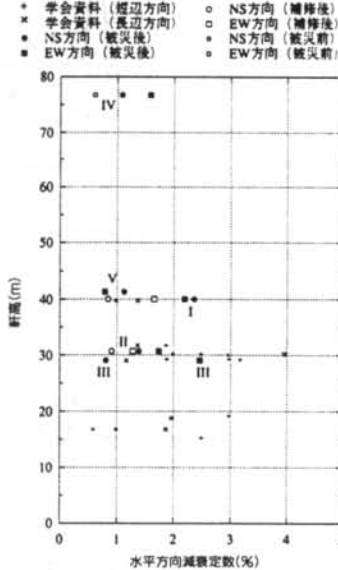
(c)水平方向の基本周期 (S造)



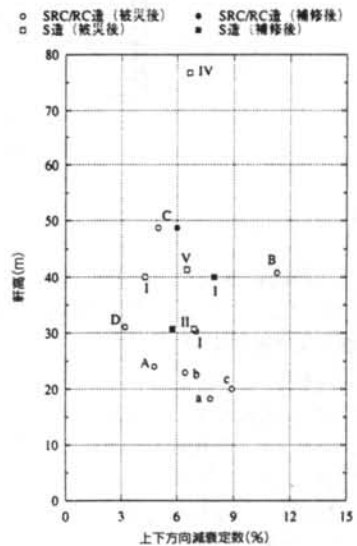
(e)上下方向の基本周期 (SRC・RC・S造)



(b)水平方向の減衰定数 (SRC・RC造)



(d)水平方向の減衰定数 (S造)



(f)上下方向の減衰定数 (SRC・RC・S造)

図-5 調査建物の基本周期と減衰定数

既往のRC造、SRC造建物の振動実験結果³⁾と比較して図-5に示す。図中では、基本周期 T または減衰定数 h と軒高 H の関係として表示した。なお、減衰定数 h は、基本周期 T 付近の狭帯域パワースペクトルを回帰して求めた。

まず、SRC造建物Aの基本周期は、NS方向の周期が著しく長く、EW方向に比べて約2倍になっている。建物Cについても同じく被害の大きかったNS方向の方が周期が長い。建物Bについても、基準階平面およびコアの長辺方向であるNS成分の基本周期が短辺方向であるEW成分に比べて2割程度長周期となっている。結局、SRC造建物については、NS方向が長辺方向となる無被害建物E以外は全てNS方向の周期が長くなっている。先にも述べたように、建物の概略方位のNS方向は気象台の観測記録の主軸方向と一致している。さらに、大破・中破の建物A、B、Cは、図-5中に示した既往の実験結果やそれらを回帰して破線で示した $T=0.014H$ に比べて長周期になっている。以上のことから、NS方向に被害が集中していたS造建物と同様に、SRC造についても地震動の最大主軸方向であるNS方向の被害が顕著で、その結果として基本周期が伸びたものと考えられる。

RC造建物については、無被害建物cおよび損傷の軽微な建物bは、既往の無被害建物の振動実験結果と有為な差が認められない。大破となった建物aについては、 $T=0.014H$ に比べて2倍程度の周期になっている。

一方、SRC造建物Cについては、補修後の計測も行っているが、NS・EW方向ともに、補修前に比べて基本周期が短くなっている。補修前と補修後の基本周期の比は、NS方向で1.15、EW方向で1.11となっており、被害の大きかったNS方向の方が補修に伴う基本周期の変化が大きいがわかる。しかし、補修後の基本周期は $T=0.014H$ で算定される基本周期に比べて大きく、また、同程度の被害を受けた構造物の基本周期の伸び約1.44倍⁴⁾に比べて、基本周期の減少率が小さい。以上のことから、コンクリート系構造物では、補修後の建物も含めて、震災を受けていない建物の平均的な基本周期に比べて長くなっている。

SRC造・RC造建物の減衰定数について見ると、計測方法や減衰定数の評価方法の違いによるばらつきも大きいと考えられるが、全般的に既往の振動実験結果に比べて小さめとなっている様に見える。ただ

し、個別に見ていくと、被害軽微であったRC造建物b、cでは、建物の長辺方向で減衰が6~8%と大きくなっている。両建物が、5~6階建てであり、また、固有周期が短い方向で減衰が大きくなっていることを考えると、地盤・建物の相互作用効果によって減衰定数が大きくなっているものと推察される。また、建物Aや建物aの減衰定数が、建物b、cと同程度の軒高であるにも関わらず2%以下の小さな減衰定数となっているのは、地表近くに露頭しているN値50以上の段丘層に直接支持される建物であり、大破して長周期化しているために、地下逸散減衰の影響が小さくなっているためと考えられる。

次に、S造建物の被災後の基本周期は、すべてNS方向の方がEW方向に比べて大きくなっている。しかし、既往の無被害建物の計測結果との比較で見ると、大破の建物であってもSRC造・RC造建物ほど周期の伸びが顕著でない。NS方向の補修による基本周期の減少率について見ると、建物Iで10%程度、建物IIで25%程度である。ただし、建物IIについては、補修時の仮止めブレースが2~4階部分に設置されていた。この仮止めブレースの補剛効果を別途平面フレームモデルによって確認すると、約13%程度である。したがって、仮止めブレースの補剛効果を除いても、約10%程度基本周期が回復していることがわかる。建物IVでは、竣工時に計測した振動実験結果があるが、これに対する基本周期の伸びはNS方向で1.19、EW方向で1.13となった。

一方、S造の減衰定数については、RC造建物b、cと同様に、長辺方向であるEW方向で減衰定数が2.5%と若干大きくなっている。補修前後の減衰定数の変化は、減衰定数が2%以下と小さな領域での変化であるため、精度が十分でないことも考えられ厳密な議論はできないものの、建物I、IIともに補修後に小さくなっている。

(b) 上下成分

図-6には建物B、CにおけるUD成分の増幅特性を、伝達関数によって示す。UD成分の伝達関数には、5Hz以上の周波数帯域に複数のピークが現われているが、これは場所毎に柱・壁の軸剛性や負担している荷重が異なるために、柱毎の振動性状の差が現われたのではないかと考えている。

以上の様にして同定された上下方向の基本周期と減衰定数を、水平成分の場合と同様に軒高との関係として図-5(e)、(f)に示す。ただし、上下方向の基本周期には、補修前後の差がほとんど無かったので、

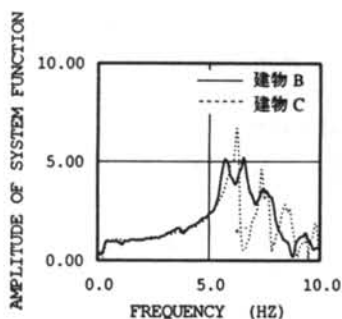
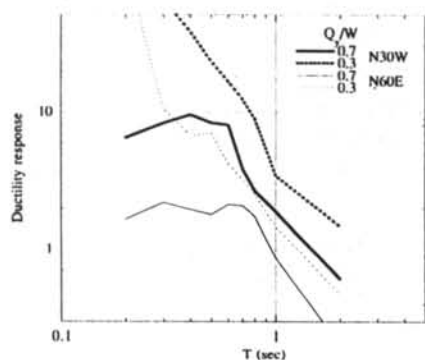
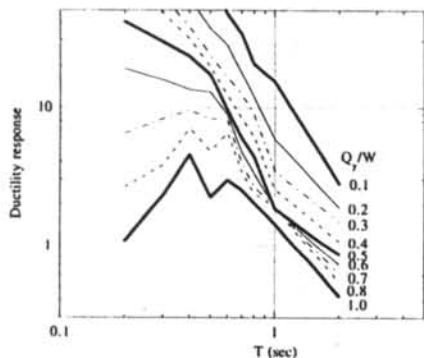


図-6 上下方向成分の増幅特性：伝達関数（建物B：(9F/B1F)，建物C：(13F/1F)）



(a) N30°W成分とN60°E成分の比較



(b) 降伏耐力の違いによる変化 (N30°W成分)

図-7 1自由度モデルによる塑性率スペクトル（神戸海洋気象台）

補修前のものを図示した。上下方向の1次基本周期は、大破のSRC造建物A、大破のS造建物III、軒高75m以上の高層S造建物のIVが0.2~0.25秒程度となった以外はすべて0.15秒以下である。なお、上下方向の基本周期は、水平方向の基本周期の大凡1/5~1/10の間に分布していた。一方、上下方向の減衰定数については、ほとんどの建物で4~10%とな

っており、水平方向の減衰よりも大きくなっている。これは、やはり地盤・建物の相互作用効果によるものと考えられる。

2.4 被害状況と動特性の対応関係

被害建物の常時微動計測結果の分析により、被害方向と地震動の最大主軸方向とがよく対応することが明らかとなった。ここでは、建物の固有周期や耐力の差、入力方向によって、どのように被害の差があらわれるのかについて、定性的な考察を行う。

図-7は、完全弾塑性型復元力特性を有する1自由度系非線形モデルの塑性率を、降伏震度と固有周期をパラメータとして示したものである。降伏震度は、降伏耐力を建物重量で除した値である。また、減衰定数は、瞬間剛性比例型として1次固有周期に対して5%とした。用いた入力は、神戸海洋気象台の本震記録のN30°W成分とN60°E成分である。図より、N30°W成分に対する塑性率はN60°E成分に対する塑性率よりもかなり大きい。この傾向は固有周期に関係しない。

また、固有周期が0.5秒よりも長い構造物については、固有周期が長くなる程塑性率が急激に減少する。そして、N30°W成分に対する固有周期が1秒の構造物の塑性率は降伏震度が0.5程度で約2程度であり、比較的軽微な損傷におさまる。ここで、SRC造建物Dの被災後の基本周期は1秒で被災度が軽微であることから、被災前の基本周期も1秒程度であると推測される。基本周期1秒は、同程度の軒高を持つ建物に比べて明らかに長めの値となっている。したがって、建物Dは、基本周期が長めであったことが、被害軽微であったことの主要因の一つであると推察できる。

§3. 個別建物の被害シミュレーション

3.1 解析対象と入力波

ここでは、微動計測を行った建物の内、SRC造建物3棟についての地震応答解析を行って、被害をどの程度シミュレーションできるのかを調べた。対象とする建物は建物B、C、Dで、被災度はそれぞれ大破、中破、軽微であった。

文献²⁾において気象台の観測記録から推定された各建物立地地点での大阪層群上面露頭波 (N30°W成分、以下、推定波と呼ぶ) と、葺合のガス供給所

における地表の観測波の最大主軸成分とを、減衰定数5%の加速度応答スペクトルで比較して図-8に示す。なお、建物C、Dの両地点では、諏訪山断層からの距離がほとんど等しく、推定された地震動の大きさはほとんど同じになる。図より、0.5秒以上の周期帯域においては各波のスペクトル特性に有為な差は見られない。すなわち、各建物への入力地震波はほぼ同等とみなされる。ただし、葺合地点における観測波には、表層地盤の非線形性の影響が含まれるものと考えられる。シミュレーション解析においては、建物C、D地点の推定波と建物B地点の推定波の2波を入力波として用いた。

解析モデルは、各階を質点に集約し、各質点間をせん断ばねで結ぶ1本棒モデルとする。建物B、Cのせん断ばねの剛性については、雑壁・腰壁・たれ壁・開口等の評価も含めて出来る限り正確に評価するために、3次元立体フレームモデルを作成した後、 A_1 分布に基づく等価節点外力を作用させて、各層のせん断力-層間変位関係から算定した。立体モデルの作成に当たっては、柱・梁をBeam要素で、壁は壁谷沢モデルでモデル化し、柱梁接合部には剛域を設けた。また、床の面内剛性については十分に剛

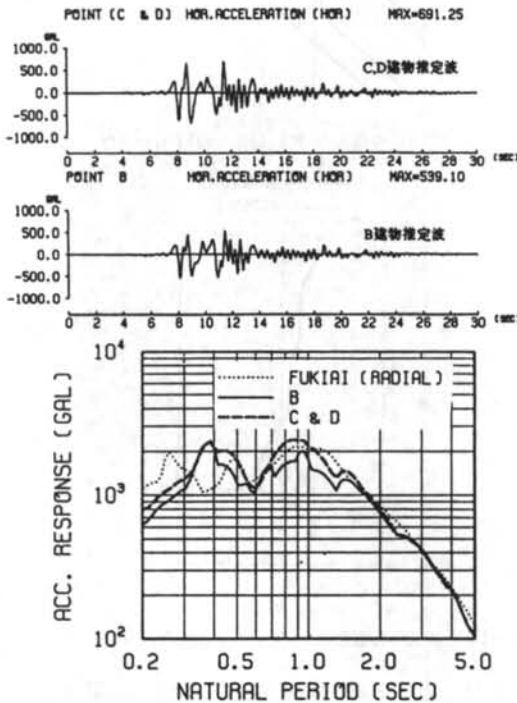


図-8 各地点の推定波と加速度応答スペクトル (B、C、D地点の推定波と葺合とガス供給所の観測波の比較)

な値とした。立体フレームモデルおよび1本棒モデルの1次固有周期は完全に一致し、建物Bで0.52秒、建物Cで0.76秒となった。この値は、 $T=0.014H$ で算定される値とよく対応している。一方、建物Dについては、建物B、Cと比べて小規模で簡明な骨組み構造であるために、D値法に基づいてせん断剛性を算定した。得られた1本棒モデルの1次固有周期は約1.1秒であり、微動測定結果ともほぼ一致した。また、減衰については、1次の固有周期に対して3%とし、初期剛性比例型の減衰として与えることを基本とした。

建物Bの最大耐力は、被害の最も激しかった2階について算定した。被害はコア周辺の外壁部分で著しく、その他の部分についての被害は、一部の柱を除き比較的小さかった。そこで、せん断破壊の著しい3スパン分の外壁の耐力 Q_w を周辺骨組みを持った壁体の耐力として算定⁸⁾した後、これを立体フレームによって求められる当該外壁の剛性分担率で除して層の最大耐力を算定した。壁の最大耐力時の2階の層せん断力係数は0.43であった。建物C、Dは新耐震設計法に基づく設計が行われており、保有水平耐力が計算されている。建物Cの被害が顕著だった4、5階の最大耐力に対応するせん断力係数は0.52と0.56、建物Dの1階では0.49であった。ただし、建物Dの保有水平耐力は、雑壁を考慮していない等かなり安全側の評価となっている。鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断規準の二次診断⁷⁾に従って算定した終局耐力に基づく層せん断力係数は、建物Dの1階で0.77であった。同様に、建物Cの4階と建物Bの2階の終局強度に対する層せん断力係数は、それぞれ0.62と0.66となっている。

3.2 建物B、C、Dの線形応答解析

線形の地震応答解析によって得られる各建物の最大応答せん断力係数と終局耐力時のせん断力係数を比較して図-9に示す。建物Bと建物Cの応答せん断力係数は、それぞれ終局耐力の1.5~2倍と2~3倍に達している。つまり、大破の建物Bの方が建物Cに比べて、終局耐力との関係で見ると相対的に小さな応答になっている。この傾向は、各地点毎の推定波の応答で見るとより顕著となる。したがって、被災度の差は、主として固有振動数と構造体の靱性の違いによるものではないかと考えられる。なお、建物Cの被災状況の目視からは、最大層間変形角は1/100程度以下であったと推定される。この点について

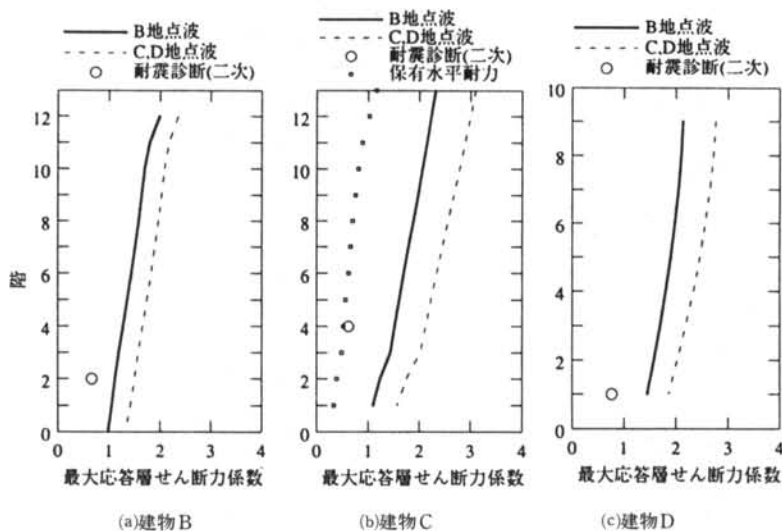


図-9 線形解析による最大応答層せん断力係数は次節で検討する。

一方、構造上無被害の建物Dの線形応答は、中破または大破の建物B、Cよりも大きな応答となっており、最大応答せん断力も終局耐力の2~2.5倍になっている。したがって、3.4節で示すような地盤と建物の非線形相互作用効果等を考慮しなければ、被災度(被害軽微)は説明できない。

3.3 建物Cの非線形応答解析

建物Cは壁の被害はあったものの、柱・梁に殆ど被害が無かったことから、層間変形角は1/100程度以下であったものと考えられる。また、被害は4~6階でもっとも顕著であった。ここでは、建物C地点の推定波を用いた非線形地震応答解析によって以上のことを検証する。

各階間のせん断ばねの履歴特性としては、図-10に示すようなTrilinear型の履歴特性を仮定した。降伏耐力 Q_y は設計時の保有水平耐力とした。減衰定数は、初期剛性比例型として一次モード減衰3%を標準モデルとした。また、以上のような標準モデルに対して減衰定数を1~5%、降伏耐力 Q_y を耐力分布形を変化させずに一律に0.8~1.2倍の間でばらつかせ、耐力や減衰定数が最大応答層間変形角に及ぼす影響を検討した。

図-11には、標準モデルの最大層間変形角の分布を示す。なお、図中には、線形応答解析の結果についても示している。線形応答解析の結果は、実際の被害が大きかった層よりも上層階で層間変形角が大

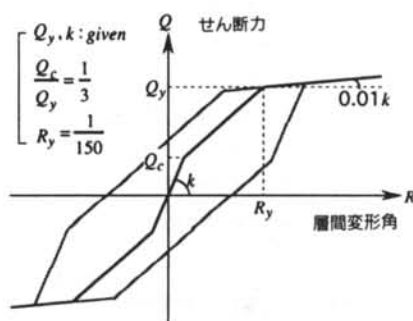


図-10 建物Cの復元力特性 (Normal trilinear)

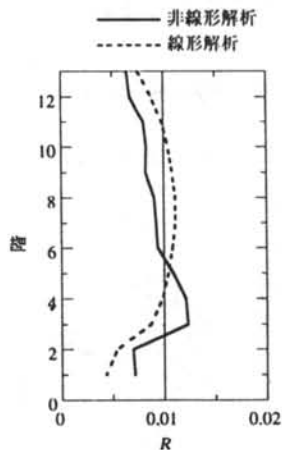


図-11 最大応答層間変形角 (建物C)

きくなっているが、非線形応答解析の結果は、3~5階で大きくなっており実際の被害分布に近い。最大層間変形角の最大値は約1/80で、実際の被害状

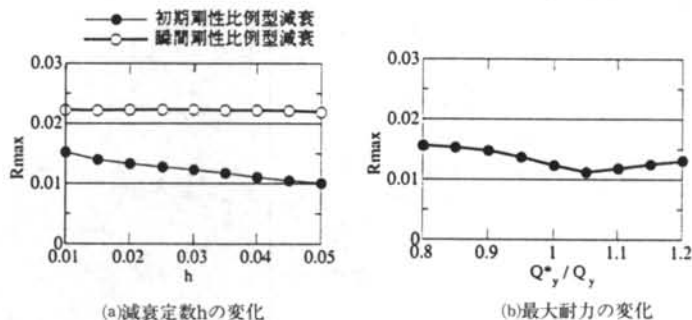


図-12 最大応答層間変形角の最大値の感度解析(建物C) 況から推察される値より若干大きくなった。

一方、減衰定数や最大耐力を変化させた場合の最大層間変形角の最大値の変化を図-12に示す。まず、減衰を初期剛性比例型として与えた場合には、減衰定数が大きくなるほど最大層間変形角は減少する傾向にある。減衰を瞬間剛性比例型とした場合には、ほとんど最大層間変形角は減衰定数の値によらず、初期剛性比例型として与えた場合に比べて応答が大きくなる。また、耐力を1.05倍した場合や減衰定数を初期剛性比例型として5%にした場合には、ほぼ1/100の層間変形角になり、被害の程度との整合性が良くなる。ただし、強震時の耐力や減衰定数、本震地動の推定等には依然議論の余地があり、被災度との対応関係を含め引き続き検討を行う予定である。

3.4 建物Dの非線形相互作用解析

建物Dは、基礎固定の線形応答解析結果では終局耐力の2~2.5倍の応答値となり、構造的な被害がほとんど見られなかったことと対応していない。ただし、表-4に表層地盤の土質を示すように、建物DはN値約50の締まったレキ混じり粗砂に直接基礎で支持される構造物ではあるが、支持層の下部には段丘層と考えられる粘性砂層があり、本震時に非線形化したことが予想される。一方、基礎底面を面積等価で円に置換した場合の半径は約5.6mであるのに対して、基礎下端のレベルはGL-6mで、埋め込み効果が期待できる。以上のことから、ここではまず埋め込み考慮のS/Rモデルを用いた等価線形解析を行い、地盤の非線形性と埋め込みによる応答低減効果について検討する。

用いた埋め込み考慮のS/Rモデル⁵⁾は、図-13に示すように、基礎下端レベル以深の平行成層地盤と等価⁹⁾な半無限一様地盤に対する振動アドミタンス理論⁹⁾に基づくスウェイバネとロッキングばねを

層	深さ (m)	土質	MODEL-L				MODEL-N			
			γ (t/m ³)	平均 N値	V_s (m/sec)	h	v	V_s' (m/sec)	h'	最大せん断歪み
①	0~3.5	粗砂	1.8	20	250	0.03	0.45	184	0.13	5.5E-04
②	3.5~6.0	レキ混り	1.8	41	315	0.03	0.45	219	0.12	1.0E-03
③	6.0~7.6	粗砂	1.8	41	315	0.03	0.45	243	0.08	1.2E-03
④	7.6~12.7	粗砂	1.8	41	315	0.03	0.45	110	0.18	8.6E-04
⑤	12.7~15.6	粘性砂	1.8	21	255	0.03	0.45	94	0.20	1.5E-02
⑥	15.6~18.7		1.8	21	255	0.03	0.45	90	0.20	1.9E-02
⑦	18.7~∞	細砂	1.8	<50	450	0.03	0.45	450	0.03	—

表-4 地盤のモデル化と等価線形モデルによる最大応答せん断歪み(建物D)

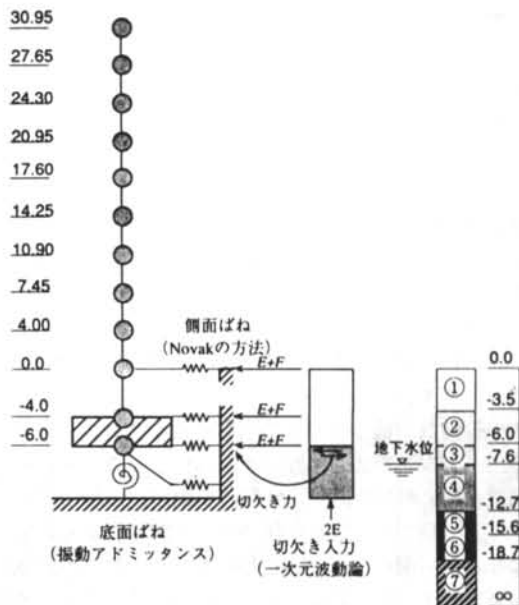


図-13 建物Dの解析モデル(埋め込み考慮のS/Rモデル)

底面に、水平方向のNovakのばね¹⁰⁾を側面に取り付ける。自由地盤のモデルは、建設用ボーリングデータでN値50以上が得られている最下層の上面位置

(GL-18.7m)を工学的基盤と考慮してモデル化している。自由地盤は、線形または等価線形として取り扱う。等価線形として取り扱う場合には、土質と有効拘束圧の影響を考慮できる安田・山口の剛性低下曲線と減衰増大曲線⁶⁾を用いる。有効拘束圧の評価については、ビルの密集した地域であることを考慮して、基礎下端より下については、建物重量(約2,750ton)を考慮した。なお、地下水位については、ボーリングデータの孔内水位(GL-7.6m)とした。自由地盤の解析はSHAKEを用いて行い、有効せん断歪みは最大せん断歪みの65%とした。また、地盤ばねの評価は、自由地盤の地震応答解析の結果得られたせん断波速度を用いて行った。一方、上部構造物については、基礎の回転変形に伴う水平変位を考慮するために、曲げ変形とせん断変形を考慮できるBeam要素を用い、曲げ剛性を無限大にした上で、せん断剛性のみを与えた。

解析モデルは、基礎固定の「モデルF」、埋め込み考慮の線形の「モデルL」、埋め込み考慮で等価線形解析に基づく「モデルN」の3種類である。

まず、自由地盤の等価線形解析によって得られた最大せん断歪みの分布と等価せん断波速度 V_s の値を表-4中に示す。支持地盤以深の粘性砂層で最大せん断歪みが大きくなり、剛性がかなり低下している。

図-14に地下部分が無質量剛基礎とした時の基礎下端における入力動の水平成分を示す。モデルLでは、5Hz以下での表層地盤の増幅は顕著ではなく、ほぼ工学的基盤と同じ地震波が入力されている。しかし、モデルNでは、支持地盤以深の地盤の非線形性の影響で、約1.2Hzで1.7倍程度に増幅されているのが分かる。

図-15には、入力に対する建物頂部の加速度応答倍率を示す。モデルF、モデルL、モデルNの順に共振振動数が低くなり、最大応答倍率も減少している。モデルNでは、地盤が非線形化した時の共振振動数が約0.8Hzであり、地盤の非線形化に伴ってモデルFやLに比べて入力動が2~3割増加することになるが(図-14)、逸散減衰の増大や基礎の質量効果等によって、建物の応答は減少することになる。したがって、建物Dについては、微震動レベルでも地盤と建物の相互作用効果が期待できるが、兵庫県南部地震のような強震時には地盤が非線形化するために、相互作用効果による応答低減効果がより顕著になると考えられる。

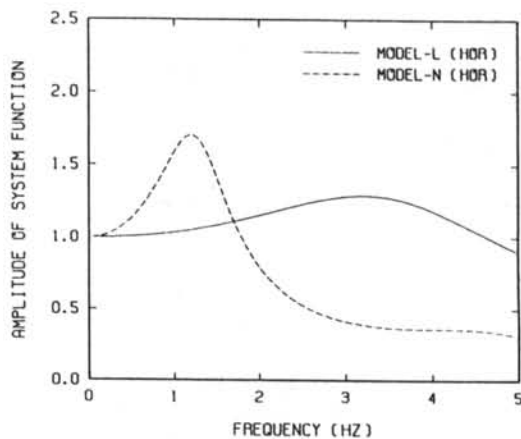


図-14 建物Dの基礎入力動(水平成分)

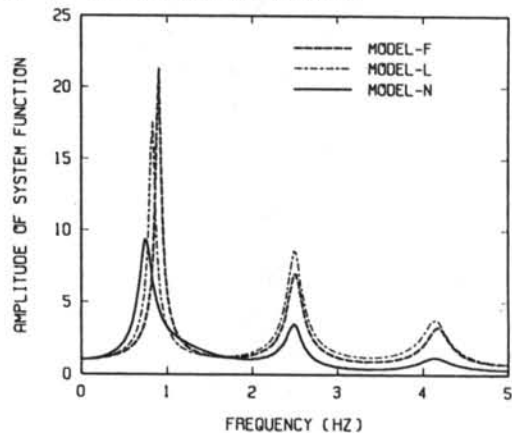


図-15 建物D頂部の加速度応答倍率

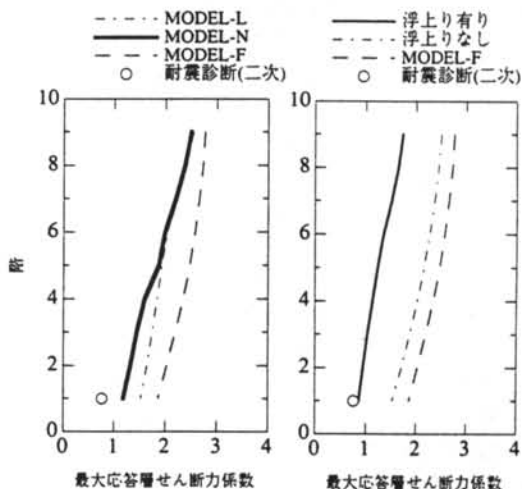


図-16 最大応答層せん断力係数 (建物D)

建物D地点の推定波を各モデルに入力して得られる最大応答せん断力係数の分布を図-16(a)に示す。1階部分の最大応答せん断力係数を比較すると、モデルFで約1.9、モデルLで1.5、モデルNで1.2となっている。すなわち、非線形相互作用効果を考慮したモデルNの応答は、基礎固定モデルの約6割になっている。ただし、終局耐力に比べると、依然1.5倍程度の応答値となっている。

一方、建物Dの地上部分の幅高さ比が1:3と基礎の浮上りが生じやすい形状であり、事実、基礎底面の回転ばね反力は基礎底面の浮上り開始モーメントをはるかに超えている結果が得られている。そこで、基礎の浮上り効果について、修正ジョイント要素¹¹⁾を用いた二次元有限要素解析モデルによって検討¹²⁾する。

図-17に解析モデルのメッシュ図を示す。モデル底面はGL.-22mである。解析モデルの地盤部分の側方・底面・面外の境界条件については、半無限性を模擬するために粘性境界とした。地盤定数は、自由地盤の等価線形解析で得られた表-4に示す物性値を用いた。建物と地盤の接触面には、剥離と滑りを考慮できる修正ジョイント要素を挿入して、基礎の浮上りと地下側壁と地盤の剥離を考慮した。ただし、摩擦係数は基礎底面で0.7、地下側壁で0.0とした。また、建物は地下部分を剛な有限要素でモデル化した以外は、埋め込み考慮のS/Rモデルと全く同じである。入力は、モデル底面よりD地点の推定波の主要動部分15秒間を入力した。また、比較のために、建物と地盤の接触面における剥離や滑りが生じない場合の解析も行った。

最大応答せん断力係数の分布を図-16(b)に示す。浮上りを考慮した解析結果は、基礎固定モデルや浮上りを考慮しない場合の結果に比べて2/3~1/2にせん断力が低減されていることが分かる。図-18に最大応答せん断力が生じた時刻における地盤と建物の変形状態を示す。基礎は殆ど浮き上がり、地下側壁も殆ど片側の一部だけで地盤と接触している。また、基礎の回転角が大きくなっており、建屋頂部に占める基礎の回転に伴う水平変形の割合が大きくなっていることが分かる。

図-19(a)には1階の層せん断力係数の時刻歴応答を、図-19(b),(c)には建物頂部の建物地表レベルに対する回転角と基礎の回転角の時刻歴応答を、基礎の浮上りを考慮した場合としない場合を比較して示す。まず、層せん断力係数の応答は、浮上りを考慮

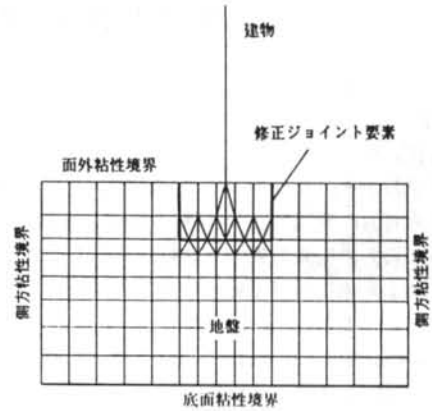


図-17 二次元FEM解析モデルのメッシュ図(建物D)

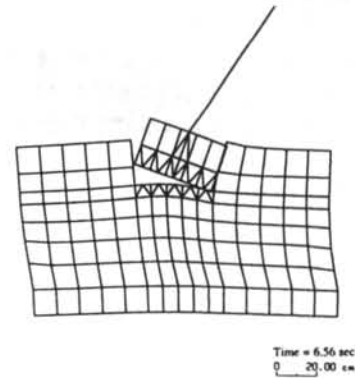


図-18 せん断力が最大となる時刻での変形図(建物D)

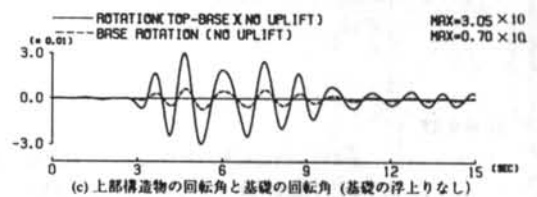
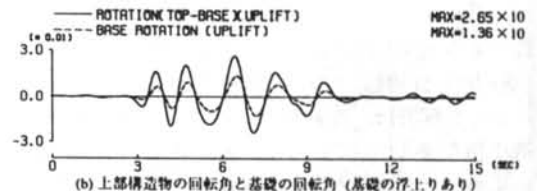
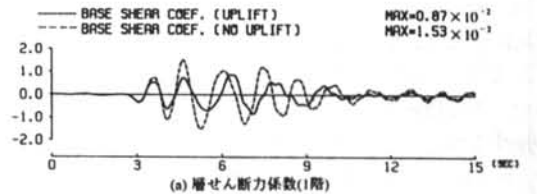


図-19 主要動部分における時刻歴応答(建物D)

することによって主要動部分で長周期化し、応答振幅も低減されている。また、浮上りを考慮することにより、建物頂部の地表レベルに対する相対変形は1割程小さくなり、逆に、基礎の回転角は約倍になって建物自身のせん断変形は約半分に低減されていることがわかる。したがって、基礎の浮上りに伴う応答せん断力の低減は、(a)建物接地面の減少に伴う建物への入力の高減効果と(b)基礎が回転しやすくなることによる建物の層間変形の低減効果の2つの効果によるものであると考えられる。

以上の議論から、建物Dについては、基礎の浮上りを含む地盤と建物の非線形相互作用効果によって最大せん断力応答が1/2以下に抑えられたことが、構造的な被害がほとんどなかったことの主要因であると言える。しかし、図-16(b)の基礎浮上りを考慮した場合でも、最大応答せん断力が終局耐力とほぼ同程度に達している。構造的に無被害であったことを説明するためには、さらに本論文では考慮しなかった建物の周辺地盤の非線形性、上部構造の回転変形や隣接建屋の影響などを考慮した検討を行う必要がある。

§4. まとめ

本論文では、1995年兵庫県南部地震で被災した建物の動特性の把握と被害程度のシミュレーションを目的として、被害建物の微動計測結果とその考察、および、一部の建物についての地震応答解析を行った。常時微動の計測対象建物は、神戸市中央区に立地する建物を中心としてSRC造5棟、RC造3棟、S造5棟の合計13棟で、被災度のばらつきを考慮して選定されている。本論文では、水平方向と上下方向の基本周期と減衰定数に着目し、被災度や入力の主軸方向との関係について調べた。また、シミュレーション解析は、被災度が大破・中破・軽微のSRC造建物3棟について行った。入力動としては、神戸市中央区三宮地域の推定地震動のうち、各建物の立

地地点の地震波を用いた。

検討の結果得られた結論を以下に列挙する。

1) 被災建物の水平方向の基本周期は、既往の振動実験結果に比べて被害が大きい程伸びる傾向にあり、常時微動計測によっても被害程度を概略把握できることがわかった。

2) 基本周期の伸びは、コンクリート系構造物で顕著で、鉄骨造建物では十数%程度と比較的小さかった。コンクリート系構造物では、補修後の建物も含めて基本周期が、震災を受けていない建物の平均的な基本周期に比べて長くなっている。

3) 建物被害の顕著であったNS方向は地震動の最大主軸方向と一致していることが、被災による基本周期の伸び率や補修による基本周期の回復率からも確認できた。

4) シミュレーション解析の結果、被災度が大破と中破の建物B、Cについては、若干応答が大きめではあるものの、ほぼ被災度と整合性のある結果が得られた。これにより、各建物立地地点で推定された地震動と既往の建物のモデル化がほぼ妥当なものであることが確認できた。

5) 構造的に無被害であった建物Dの被災度を説明するためには、基礎の浮上りや地下側壁と地盤との剝離を含む地盤と建物の非線形相互作用効果を考慮する必要がある。しかし、本論文の検討の範囲内では、最大応答せん断力が終局耐力とほぼ同程度に達している。構造的に無被害であったことを説明するためには、さらに本論文では考慮しなかった建物の周辺地盤の非線形性、上部構造の回転変形や隣接建屋の影響などを考慮した検討を行う必要がある。

謝辞 本研究の微動計測は、被災建物の総合評価の一貫として、著者等の他に以下の方々と共に行ったものである。記して謝意を表したい。

高橋郁夫、渡辺孝英(和泉研究室)、角陸純一、寺田岳彦、中村豊、半澤徹也(技術研究所)

また、解析モデルの作成に当たっては、高橋郁夫(和泉研究室)、河内武、称原良一(技術研究所) 諸氏他の協力と有益な助言を頂いた。

<参考文献>

- 1) 横田治彦、林康裕、田村和夫、高橋郁夫、斎藤知生、角陸純一：“1995年兵庫県南部地震におけるSRC造建物の動特性(その1：被災状況と地盤・建物の卓越振動数)；護雅史、林康裕、渡辺宏一、渡辺孝英：同名(その2：被災建物の振動性状に関する検討)”日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.71-74、(1995年)

- 2) 林康裕, 川瀬博: “1995年兵庫県南部地震における神戸市中央区の地震動評価” 清水建設研究報告, 第62号, (平成7年10月)
- 3) 日本建築学会: “建築物の耐震設計資料” (昭和56年)
- 4) 阿部良洋, 守研二: “コンクリート系実在建物群の地震による剛性低下に関する研究” 東北工業大学紀要I 理工学編, 第7号, (1987年)
- 5) 田中宏志ほか: “埋め込みを考慮した原子炉建屋の簡易地震応答解析モデルの検討” 日本建築学会学術講演梗概集, pp.783-784, (1985年)
- 6) 安田進, 山口勇: “種々の不攪乱土における動的変形特性” 第21回土質工学研究発表会, pp.509-512
- 7) (財) 日本建築防災協会: “既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断規準・(同)解説” (昭和58年)
- 8) 日本建築学会: “鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説” (1994年2月)
- 9) 田治見宏: “建物と地盤の相互作用” 地震工学, 彰国社, pp.55-105, (1968年)
- 10) Novak et al.: “Dynamic Soil Reaction for Plane Strain Case” Proc. of ASCE, EM4, pp.953-959, (1978年)
- 11) 土岐憲三, 三浦房紀: “非線形有限要素法による断層運動の解析と地震波動の生成” 地盤工学における数値解析シンポジウム論文集, pp.163-170, 昭和61年6月
- 12) 林康裕, 市川隆之, 福和伸夫: “非対称な埋め込みを有する構造物の非線形地震応答解析” 第7回日本地震工学シンポジウム, pp.1027-1032, (1986年)

