減衰定数一定の弾塑性応答スペクトルによる1995年兵庫県南部地震での 建物被害の再検証

REVIEW OF DAMAGE TO BUILDINGS DURING 1995 HYOGOKEN-NANBU EARTHQUAKE BY ELASTO-PLASTIC RESPONSE SPECTRUM WITH CONSTANT DAMPING FACTOR

小川 好*

Yoshimi OGAWA

Three noticeable cases of damage during the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake are reviewed; the damage rate of reinforced concrete buildings in Kobe city, the behavior of the Shin-Nagata high-rise residential building, the fractures of columns of high-rise buildings in Ashiyahama Seaside town. In these cases, the predominant periods of ground motions are considerably longer than the natural periods of buildings and resonance is not expected. These phenomena are examined by a proposed response spectrum of elasto-plastic system with constant damping factor and explained as transitions of natural periods of buildings. This method gives appropriate estimates of an increase in period with an increase in amplitude.

Keywords: *Natural Period of Building, Response Spectrum, Elasto-Plastic Response, Visco-Elastic Response, Damping Factor, Hyogoken-Nanbu Earthquake*

建物固有周期, 応答スペクトル, 弾塑性応答, 粘弾性応答, 減衰定数, 兵庫県南部地震

1. はじめに

耐震工学は、言うまでもなく、過去の地震被害からきわめて多くの事柄を学んできている。1995年の兵庫県南部地震も例外ではなく、発生した事象については多岐にわたって議論されており、得られた知見はすでに数多く報告されている。しかし、被害のなかにはメカニズムが必ずしも十分に説明されているわけではないと考えられる事例も含まれていることから、本論では代表的な次の3例について新たな解釈を加えることで、再検討を試みる。

第1の例は、コンクリート系建物の階数と被害との関係についての統計結果である。林ら¹⁾の解析結果によれば、ピロティー建物を除く一般建物の中破以上になるかどうかは建物階数の影響が大きく、7階以上の建物は6階以下の建物に比べて明らかに被害率が大きかったとされている。建築物の減衰²⁾や建築構造物の振動実験³⁾によれば、7階のコンクリート系建物の固有周期は0.4秒程度であり、兵庫県南部地震での1秒から2秒という卓越周期とは大きく異なる。一方、強震記録が得られている新長田駅前の高層SRC造建物⁴⁾は、震度Ⅶの激震地に立地しているにもかかわらず、震災直後の被災度区分判定では軽微と判定されている。この建物の微小変形時での固有周期は1秒程度であり、当然、地震動と共振したと考えられることから、第2の検討例とした。

第3の事例は、芦屋浜高層住宅の被害⁵⁾である。よく知られているように、この高層住宅群は「工業化工法による芦屋浜高層住宅プロジェクト提案競技」により選定されて1979年に完成したもので、14階と19階、24階、29階の4タイプ52棟が同一の構造システムで建設されている。兵庫県南部地震ではボックス柱が脆性破断するという特徴的な被害が発生したことで注目をあびたが、被害は階数

タイプによって大きく異なっていた。ボックス柱の破断は24階のタイプでは11棟中10棟(合計33箇所)、19階タイプでは17棟中16棟(30箇所)で発生しているのに対して、29階タイプ3棟には全く発生していない。また、14階タイプ21棟では3棟(合計6箇所)と発生が少なくだけでなく、14階タイプのみ6棟からなる2ブロックはボックス柱、大梁、ブレース、共用階トラスすべて無被害であった。プロジェクトの完成に先立って実施された振動実験⁶⁾で求められた固有周期の実験式によれば、14階と19階、24階、29階の固有周期はそれぞれ0.8秒と1.1秒、1.4秒、1.7秒となり、被害の差を固有周期の違いだけから単純に説明することはできないであろう。

これらの事例は、いずれも建物固有周期と地震動の卓越周期との関係に関連したものである。被害をうけた建物の固有周期が付近で観測された強震記録の卓越周期とは必ずしも一致しないという点については、兵庫県南部地震も含め、すでに境ら^{7,8)}によって報告されている。また、建物が微小変形時の固有周期よりも周期の長い地震動に対して被害を受けやすいことの解釈としては、構造体の非線形化に伴う建物固有周期の長周期化^{たとえ9)}や、長周期化を応答塑性率によって定量化すること^{たとえ10)}によって説明されている。しかし、建物の非線形化を長周期化の原因とすることは、構造体の相当な損傷を前提としており、地震動と建物との周期はほぼ一致したにもかかわらず被害が軽微であった事例をうまく説明することができない。すでに多くの実験や観測結果からも示されている^{2,11)}ように、建物周期の長周期化は構造体が塑性化するよりはるかに小さな振幅レベルから生じている。耐震設計上必要とされる建物の固有周期は、言うまでもなく建物が強震動にさらされたときの周期であることを考えると、このときの周期をいかに合理的に推定するかはきわめて

* 東京都土木技術支援・人材育成センター 主任・博士(工学)

Research Engineer, Civil Engineering Support and Training Center, Tokyo Metropolitan Government, Dr. Eng.

重要な課題である。

筆者は1自由度質点系の減衰を粘性減衰ではなく摩擦に起因する履歴減衰であると考え、振幅の大きさと固有周期の伸びとを定量的に求める方法を提案している。また、兵庫県南部地震以降に観測された強震記録について、建物固有周期の遷移を考慮した応答スペクトルの卓越周期は、木造建物の被害の大きさをうまく説明することを指摘した¹²⁾。本論では、同様の議論をコンクリート系および鉄骨系の高層建物での被害の検討に適用する。そのため、次の章では減衰定数を一定とする履歴減衰の導入を概説するとともに、1自由度系の応答解析での実際の計算法とプログラムについて、やや詳細に解説する。

2. 減衰定数一定の弾塑性応答スペクトル

(1) 復元力特性の定式化

弾塑性系の履歴による減衰定数が粘弾性系の減衰定数と同様に一定であり、1周期の間に消費されるエネルギー ΔW と弾性要素に貯えられる最大ポテンシャルエネルギー W との比によって定義される¹³⁾。いま、変位を x とする骨格曲線 $y=F(x)$ を図1のように規定し、骨格曲線と履歴曲線との関係がMasingの規則を満足すると仮定する。このとき、変位振幅が $\pm X$ ($X>0$) のヒステリシスループでの減衰定数 h は(1)式で与えられる。

$$h = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{8 \int_0^X F(x) dx - \frac{1}{2} X \cdot F(X)}{\frac{1}{2} X \cdot F(X)} \quad \dots(1)$$

いま、減衰定数 h の媒介変数 h' を

$$h' = \frac{h}{1 - \pi h/2} \quad \dots(2)$$

として(1)式に代入することで、骨格曲線 $F(x)$ は

$$F(x) = C \cdot x^{\frac{1}{1+\pi h'}} \quad , \quad \log[F(x)/C] = \frac{1}{1+\pi h'} \log x \quad \dots(3)$$

と導かれる¹²⁾。ここで、 C は骨格曲線の全体的な勾配（水平剛性）を規定する定数である。なお、(2)式で規定される h' は単なる媒介変数ではなく、弾塑性系の減衰定数（ここでは塑性減衰定数と呼ぶ）として物理的な意味をもつ¹⁴⁾が、一般的ではないことから、以下の議論では粘性減衰定数 h を減衰定数として用いることとする。

減衰定数を変化させたときの骨格曲線の復元力特性を、図2に示す。ここで(3)式の定数 C は1Nとしている。この図に見られるように、両対数軸上で直線となる骨格曲線が作る復元力特性は一定の減衰定数を与えることになり、減衰定数が大きくなるに従って勾配は小さくなる。また、単位の変位(1m)では減衰定数に関わらず一定値 C をとることから、減衰定数の変化に対して不動点となっている。不動点より小さな変位では減衰定数が大きいほど復元力は大きくなるのに対して、この点より大きな変位では逆転する。

(2) 1自由度質点系の非線形応答解析

地震動加速度 $\ddot{y}$ に対する弾塑性応答は(4)式を時刻歴に解析することで得られる。

$$m\ddot{x} + Q(x) = -m\ddot{y} \quad \dots(4)$$

図1 骨格曲線 $y=F(x)$ と履歴曲線との関係

図2 減衰定数が一定となる復元力特性

ここで m は質点系の質量であり、単位質量(1kg)に基準化する。また $Q(x)$ は復元力であり、(3)式で求めた骨格曲線をもとに設定されるが、ヒステリシスループ上の値である復元力 $Q(x)$ は、図1に例示するように変位 x が変化する方向によって異なる曲線上をたどることから、そのまま演算に用いるのは容易ではない。そこで、(3)式をIwanの力学的モデル¹⁵⁾に変換した演算要素に変位 x を入力することで、骨格曲線とヒステリシスループ上の復元力を求めている。

Iwanモデルは図3に示すように、複数のバネ（図3の f ）とスライダ（図3の g ）から構成されるもので、対象とする骨格曲線が1価の単調な増加関数であり、その接線勾配が原点から離れるに従って単調に減少するとき、常にMasingの規則を満足したヒステリシスループを描くことができる。

応答解析のフローを図4に示す。図中のサブルーチンSYSCOMPOとTIMESTEPについては、論文末にAPPENDIX 1としてソースリストを追記している^{注1)}。図3のIwanモデルは、設定した復元力の最大値を超えると完全塑性を示すが、復元力の最大値はあらかじめ知ることができない。このため、降伏強度の初期値を30Nとして計算し、相対変位が降伏強度に対応する降伏点の変位を越える場合は、降伏強度を増大させたIwanモデルを再構成している。また、計算さ

図3 Iwan¹⁵⁾の並列型モデル

れた最大慣性力が設定した復元力よりも小さすぎると、骨格曲線の離散化による誤差が大きくなることから、この比が3分の1以下になったときは最大復元力をより小さく設定してモデルを再構成した。骨格曲線の離散化は、最大復元力まで変位について等間隔に1000分割している。

図2からも理解されるように、提案する弾塑性1自由度質点系には、通常の粘性1自由度質点系の固有周期に相当する周期が存在しない。後述するように、弾塑性1自由度質点系の固有周期としては最大応答時での等価固有周期を採用するが、この周期はあらかじめ知ることができない。そのため、不動点である単位の変位 $L(1\text{m})$ での割線弾性率から計算される周期を設定固有周期 T_{SET} として(5)式で定義し、この周期をもとに(4)式の復元力特性 $Q(x)$ の基となる骨格曲線を決定する。

$$T_{SET} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{C/L}} \quad \dots(5)$$

設定固有周期 T_{SET} は減衰定数にかかわらず一定となるとともに、単位の変位である1mは強震時の最大変位とオーダーとして一致することから、イメージしやすい周期である。

時刻歴解析は時刻 t での質点系の加速度と変位を与件として、時刻間 Δt を0.001secとしたときの $t+\Delta t$ での変位を線形加速度法で求め、(4)式のつりあいから Δt 間の加速度増分 $\Delta \ddot{x}$ を計算する。この $\Delta \ddot{x}$ から再び変位を計算し、(4)式に代入する演算をくり返すことで収束計算を行う。収束条件としては、連続した2回の加速度増分量の比が0.001%以内、または差が $1.0 \times 10^{-5} \text{m/sec}^2$ 以内に収まった結果を真としている。

(3) 減衰のメカニズムと減衰定数の振幅依存性

建物の減衰の要因としては、建物自体の構造的な減衰と地盤の内部摩擦、地下逸散による減衰にわけることができる。このうち、建物の構造的な減衰について、Lagomarsino¹³⁾は構造材料に固有な減衰と構造接合部の摩擦による減衰に分類し、RC造などの脆性材料では微小なクラック表面での摩擦によって減衰が発生するのにに対して、構造接合部での摩擦による減衰はボルト接合されたS造に顕著であるとしている。

ボルト接合がS造の減衰に与える影響は、曾田ら¹⁶⁾によって実験的に調べられている。曾田らは溶接接合と高力ボルト接合の小型鋼製フレームモデルを用いて弾性範囲で加振実験をおこなった結果、減衰はボルト接合の方が高く、振幅依存性を示すとしている。このような巨視的なすべりが生じる前段階の微小なすべりは、「予すべり」あるいは「micro-slip」^{注2)}と呼ばれるもので、工作機械などの分野では以前から研究されている。小泉ら¹⁷⁾はボルト接合部に接線方向荷重をくり返し載荷した結果、1周期間の散逸エネルギーは荷重の大きさに対して両対数グラフ上で直線的に増加し、指数の値は1.8~2.8の範囲にあるとしている。一方、Sandia国立研究所での最近の一連の実験結果¹⁸⁾によれば、この指数は2よりも大きな値となっており、減衰定数は振幅に依存して増大することになる。また、小泉らの実験とSandia国立研究所の実験に共通する特徴的な事象として、散逸エネルギーは載荷履歴の影響を受け、同一の荷重でも初期の載荷くり返しでは散逸エネルギーが大きな点があげられる。このことから、建物が初めて遭遇するようなレベルの強震動では、減衰定数は通常計測されている値より大きくなる可能性がある。

図4 応答解析のフローチャート

脆性構造材料としてのコンクリートの減衰特性を知る上で、吉本の実験成果の報告¹⁹⁾は示唆に富む。吉本によると、コンクリートの応力-ひずみ曲線を両対数目盛で図示すると、いくつかの折れ点^{注3)}を結ぶ直線で表示され、直線の勾配はひずみが大きくなるにしたがって低下していくとしている。コンクリートの応力-ひずみ曲線が両対数軸上で直線関係にあることは、本論で考えている復元力特性と調和する実験事実である。また、ひずみの増大にしたがって折れ点ごとに勾配が低下していくことは、コンクリート構造物もゆれの振幅にしたがって減衰定数が大きくなることを示唆している。

本論は1自由度質点系の応答スペクトルについて、減衰が一般的な粘性によるものではなく、摩擦に起因する履歴減衰と考えたときに、どのような違いが現れるか考察することを目的としている。また、解析的にも減衰定数の振幅依存性を取り入れることができないため、減衰定数を一定として議論を進めるが、被害との関係から推定される減衰定数は、微小振幅時に測定されている値よりも大きくなる可能性がある。

3. 兵庫県南部地震での地震動の応答スペクトル

1995年兵庫県南部地震の際に葦合と神戸海洋気象台、鷹取で観測された地震動について、減衰定数を5%(粘性減衰定数 $h=5\%$ 、塑性減衰定数 $h'=5.426\%$)としたときの応答スペクトルを図5に示す。ここで消費エネルギー・スペクトルは、入力地震動が終了するまで

図5 弾塑性スペクトルと粘弾性スペクトルとの比較 (減衰定数 $h=5\%$)

に、弾塑性系では Iwan モデルのスライダーが移動することで、粘弾性系では粘性減衰によってそれぞれ消費されるエネルギーをもとに、このエネルギーが質点の運動エネルギーと等価と考えたときの速度である。同様に、弾性エネルギー・スペクトルは、弾塑性系では Iwan モデルのバネに蓄えられる最大エネルギーの、粘弾性系では線形バネに蓄えられる最大エネルギーの速度換算値である。

前述したように、弾塑性系の固有周期としては最大応答時の割線弾性率で定義される等価固有周期 T_{EQ} を採用する。また、粘弾性系では非減衰固有周期 T_{UD} を使用するが、本論では特に区分する必要がないときは固有周期 T と表記する。弾塑性応答では最大復元力は最大相対変位と同時に骨格曲線上に発生し、このとき絶対加速度も最大値となることから、等価固有周期 T_{EQ} は(6)式で表される。

$$T_{EQ} = 2\pi \sqrt{\frac{x_{max}}{a_{max}}} = 2\pi \left(\frac{m}{C} \right)^{\frac{1+\pi h'}{2}} a_{max}^{\frac{\pi h'}{2}} = 2\pi \left(\frac{m}{C} \right)^{\frac{1}{2}} x_{max}^{\frac{\pi h'}{2(1+\pi h')}} \quad \dots (6)$$

ここで x_{max} と a_{max} は最大相対変位と最大絶対加速度の振幅値である。

図5に見られるように、減衰定数が5%では弾塑性系と粘弾性系の応答スペクトルはほぼ一致している。図6には、葦合の解析例から弾塑性系の等価固有周期に粘弾性系の固有周期を合わせたときの時刻歴応答を示す。図6(A)の速度応答波形は、強制振動の部分では弾塑性系と粘弾性系の応答はほぼ同一であるが、自由振動が卓越する

後続の部分では弾塑性系の応答の位相が粘弾性系よりも速くなるとともに、振幅にも違いが見られる。これは、弾塑性系では振幅が小さくなると周期も短くなるためである。図6(B)に示した消費エネルギーの時刻歴についても、主要動部分では両者はほとんど一致しているが、後続部分では微小な差が認められる。同様に(C)の復元力特性についても、最大変位のループは両者がかなりよく一致しているのが見られる。

弾塑性応答スペクトルと粘弾性応答スペクトルがきわめてよく一致するということは、非線形応答である弾塑性応答スペクトルが線形的に挙動することを意味している。図7はこの関係を見るために、入力波形の振幅を1/10から1/10000まで順次低減したときの様子を比較したもので、図の(A)のように周期を等価固有周期 T_{EQ} にとると、振幅のみが倍率にしたがって低下するだけでスペクトルの卓越周期は一致し、形状も同一となる。このことは、提案する弾塑性応答スペクトルは等価固有周期で表したとき、固有の大きさが小さいというフラクタルな性質があることを意味している。そして、このフラクタル的性質は、復元力が(3)式のべき乗の関数によって与えられていることに起因している。

一方、個別の1自由度質点系が入力波形の振幅の減少にどのように応答するかを見たのが設定固有周期図 T_{SET} で表示した図の(B)である。図2の復元力特性からも理解されるように、個別の1自由度

質点系は、入力波形の振幅が小さくなるにしたがって短周期に応答するようになるため、入力波形の振幅が小さくなるにしたがって卓越する設定固有周期は長周期側に移行する。

提案する弾塑性1自由度質点系は、入力する地震動の振幅が大きければ長周期に、小さければ短周期に応答する。いま、異なる応答振幅を A_1 と A_2 に、このときの等価固有周期を $T_{EQ,1}$ と $T_{EQ,2}$ とおくと、等価固有周期の比は(6)式を変形した(7)式

$$\frac{T_{EQ,1}}{T_{EQ,2}} = \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^\alpha \quad \dots(7)$$

で与えられる。ここで α は振幅 A が絶対加速度と相対速度、相対変位に対してそれぞれ $\pi h'/2$ と $\pi h'/(2+\pi h')$ 、 $\pi h'/2(1+\pi h')$ となる。

建物の減衰を摩擦に起因する履歴減衰と考えるか粘性減衰と考えるかによって生じる最大の違いは、応答するときの周期に振幅依存性があるかないかという点にある。一方、建物の固有周期として軒高や階数と関連づけられている値は、設計値を除けば微小振幅で測定された振動特性から求められている^{2,3)}。このため、提案する弾塑性応答スペクトルの卓越周期と建物の固有周期を比較しようとする、図5の等価固有周期を微小変形時の等価固有周期に変換しなければ、共振の有無を判断できないことになる。

微小振幅時の等価固有周期を疑似弾性固有周期 T_{PE} と呼ぶことにすると、 T_{PE} は設定固有周期 T_{SET} との間に(8)式

$$T_{PE} = T_{SET} \left(\frac{x_0}{L} \right)^{\frac{\pi h'}{2(1+\pi h')}} = T_{SET} \left(\frac{T_{SET} v_0}{2\pi L} \right)^{\frac{\pi h'}{2+\pi h'}} = T_{SET} \left[\left(\frac{T_{SET}}{2\pi} \right)^2 \frac{a_0}{L} \right]^{\frac{\pi h'}{2}} \quad \dots(8)$$

の関係があることが(5)式と(6)式、(7)式から導かれる。ここで x_0 と v_0 、 a_0 はそれぞれ微小振幅時の相対変位と相対速度、絶対加速度の振幅値、 L は単位の変位(1m)である。疑似弾性固有周期 T_{PE} で表示したスペクトルは、図7に見られるように、設定固有周期 T_{SET} と同様に入力する振幅の大きさにしたがって変化する。

疑似弾性固有周期 T_{PE} は(7)式から直接、(9)式

$$T_{PE} = T_{EQ} \cdot \left(\frac{x_0}{x_{max}} \right)^{\frac{\pi h'}{2(1+\pi h')}} = T_{EQ} \cdot \left(\frac{v_0}{v_{max}} \right)^{\frac{\pi h'}{2+\pi h'}} = T_{EQ} \cdot \left(\frac{a_0}{a_{max}} \right)^{\frac{\pi h'}{2}} \quad \dots(9)$$

としても求められる。ここで x_{max} と v_{max} 、 a_{max} は最大相対変位と最大相対速度、最大絶対加速度の振幅値である。(9)式の関係は等価固有周期 T_{EQ} で表示した弾塑性応答スペクトルと粘性弾性応答スペクトルがよく似ていることを利用して、粘性弾性応答スペクトルを疑似弾性固有周期で表示するのに利用できる。

疑似弾性固有周期 T_{PE} を求める際の微小振幅値としては、前回の

図7 入力地震動の振幅を低減させたときの応答スペクトルの変化(鷹取のNS成分, $h=5\%$, 疑似弾性固有周期の微小振幅 1×10^{-4} m/sec)

図6 韋合の時刻歴応答(周期 $T=0.935$ 秒, 減衰定数 $h=5\%$)

報告¹²⁾と同様に、 1×10^{-4} m/sec (10mkine) とする。この値は、建築物の減衰²⁾の「実測減衰データベース」に掲載されている速度振幅の常時微動のうち、特異値を除いた33データの平均値 1.9×10^{-4} m/sec (変動係数0.64)をもとに設定したものである。建物固有周期を測定する振動実験では、微小振幅といっても常時微動より大きな範囲の振幅も含まれていると考えられるが、実測データから得られた建物固有周期と振幅との関係には未解明の部分も多いことから、この値を今回も採用する。しかし、(7)式からも明らかなように、疑似弾性周期に対応する微小振幅値の大小が周期に与える影響は必ずしも大きくない。減衰定数 h が5%(塑性減衰定数 $h'=5.426\%$)のとき、仮に微小振幅値を 1×10^{-4} m/secの10倍あるいは10分の1とした場合でも、周期の変化はそれぞれ0.83倍と1.2倍程度である。

図 8 疑似弾性固有周期で表示した弾塑性応答スペクトル（フラクタル応答スペクトル，減衰定数 $h=5\%$ ）

兵庫県南部地震の 3 地震動について，疑似弾性固有周期 T_{PE} で表示した弾塑性応答スペクトルを図 8 に示す。等価固有周期 T_{EQ} で示した図 5 の結果に比べると，卓越する周期帯はより短周期側に遷移しているのが見られる。遷移の大きさは減衰定数に依存し，図 9 に見られるように減衰定数が大きいほど卓越する周期帯は短周期側に現れる。なお，「疑似弾性固有周期で表示した弾塑性応答スペクトル」という表記が長すぎるのと，提案する弾塑性応答スペクトルには入力振幅の大きさに対して応答周期が変わらない自己相似というフラクタルな性質があることから，以降この小論では「フラクタル応答スペクトル」と呼ぶことにする。

図 9 減衰定数の違いによる疑似弾性固有周期の変化（葦合のフラクタル速度応答スペクトル）

4. 兵庫県南部地震でのコンクリート系建物の階数と被害との関係

まえがきでも述べた林ら¹⁾の統計解析は，日本建築学会近畿支部 RC 部会による灘区・東灘区の震度Ⅶ相当地域を対象とした全数調査結果に基づいている。7 階以上の建物の中破以上となる被害率は 23%と 6 階以下の建物の被害率 5%に比べてかなり高く，最大地動速度が約 120cm/sec 以上の地域にある 9 階以上の建物 75 棟の約半数が中破以上であるとしている。さらに，この 75 棟のうち 1982 年以降に建てられた 50 棟の 42%は中破以上であり，新耐震設計法による建物でも被害率は小さくないと指摘している。また，林らの別の報告²⁰⁾では，1982 年以降に建てられた現行設計による建物でも，階数が高くなると被害率は高くなり，特に 8~10 階で被害率が高いとしている。

兵庫県南部地震での RC 建物の特徴的な被害としては，このほかに層崩壊があげられる。日本建築学会の「阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計²¹⁾」によれば，この地震で層崩壊した 32 棟の建物の大部分は神戸市中央区の三宮駅周辺に位置しており，被害は 7 階から 10 階の建物に多かった。

建築構造物の振動実験³⁾によれば，7 階のコンクリート系建物の固有周期は 0.38 秒となる。図 9 に見られるように，灘区・東灘区と中央区に近い葦合のフラクタル速度応答スペクトルは，RC 建物の一般的な減衰定数とされている 5%²²⁾のときに，0.38 秒付近から応答値が大きくなっている。また，9 階の建物固有周期に相当する 0.49 秒よりも長周期では，スペクトルは最大振幅となっている。同様に図 8 に示す散逸エネルギーと弾性エネルギーについても，この周期帯で高い値となっている。

一方，対象地域に比較的近い神戸海洋気象台のスペクトルは，被害率の高い階数の周期とはあまり密接な関係は示していない。この観測点は震度Ⅶの地域に含まれておらず，周辺の大破・全壊以上の

建物の割合も 2.5%と低い⁸⁾ことから，RC 建物に被害を与えた地震動を代表したものではないと考えられる。

林らは三宮地域の再現地震動と震度Ⅶ地域内の地盤条件，仮想建物モデル（3~15 階の間で 3 階間隔）によって，建物高さと建物応答特性との関係を検討している^{1, 20)}。これによると，3 階の場合には耐力が小さいほど容易に非線形化するとともに，長周期化によって地震動の卓越周期（約 1 秒）に近づいていくためせん断変形角が急増しやすいことが，1971 年以前の低層建物で，中破以上の建物のうち大破以上にまで被害が進展している建物が多いことと整合するとしている。一方，9 階と 12 階では非線形化しても長周期化によって地震動の卓越周期からはずれて応答速度が減少するため，応答変形は大きく変化せずほぼ変位一定則が成り立っていた結果，建物耐力の有無が低層建物ほど被害に関係しなかったとしている。

林らの解析は 6 階以下の建物被害では建設年代の差が大きいのに対して，7 階以上の被害ではこの差が認められないことを説明しているが，建物階数とせん断変形角との関係からは，6 階よりも 9 階と 12 階で変形角が小さくなっており，被害を必ずしも十分には説明してはいないと考えられる。

5. 新長田駅前市街地住宅の軽微な被害

新長田駅前市街地住宅は強震動が観測された JR 鷹取の東約 1km の至近距離にあり，ともに兵庫県南部地震での震度Ⅶの地域に含まれている。この建物は地上 25 階，地下 3 階の SRC 高層建物であり，南北（桁行）方向は塔屋を除く全層で 14 スパン，東西（張間）方向は店舗・公共施設が入る地上 4 階までの低層部では 9 スパン，共同住宅となっている 23 階までとレストランとなっている塔屋の高層部では 3 スパンとなっている。地震直後の被災度区分判定では，被

災度は軽度と判定されている。主な被害は、南北（桁行）方向の中廊下を構成する構面外の小梁と非構造壁に集中している。主要構造部材のうち大梁については梁端部に曲げひび割れが認められ、柱についてもわずかな水平ひび割れが認められたが、その程度は軽微である。東西（張間）方向については、構面の内外および構造部材、非構造部材ともほとんど被害をうけていないとされている⁴⁾。

兵庫県南部地震では 24 階と 5 階、地下 1 階で地震動が記録されている。日下部ら²³⁾の解析結果によると、24 階で観測された加速度記録の速度応答スペクトルから、建物は南北方向で 2.2 秒、東西方向で 2.0 秒が大きく卓越している。また、建物の周期の約 1 秒から約 2 秒への伸びは、建物の損傷に起因するとしている。ただし、余震では約 2 秒の振動は観測されていない。

この建物の被害と応答は木村ら^{24,25,26)}、津田ら²⁷⁾、沢井ら²⁸⁾によって解析的に検討されている。これらの解析結果では、複数階で大梁の曲げ降伏が発生するなど被害の程度が実際よりも大きいと考えられる。そのため、この章では約 1 秒から 2 秒への建物の固有周期の伸びは、建物の損傷に起因しなくても発生しうることを検証する。

対象とする建物は地表面からの高さ 82m、高層階部分の高さは 68.6m であるが、4 階以上は比重 1.8 の軽量コンクリートが使用されている²⁹⁾ことから、高さから周期を換算するのは正確ではないと考えられる。しかし、表 1 に示すように過去の地震での卓越周期は報告されている^{30,31)}ものの、微動などによる固有周期の地震前の測定値は見当たらなかった。そこで、前出の応答解析の論文を参考にすると、いずれの解析とも固有周期は 1 秒程度であったことから、今回の解析では沢井ら²⁸⁾にしたがって固有周期を 1.06 秒とした。なお、表 1 に見られるように、対象とする建物は兵庫県南部地震以前の強震記録でも、建物周期の振幅依存性が認められている。

疑似弾性固有周期 T_{PE} を 1.06 秒（設定固有周期 T_{SET} は 2.36 秒）としたときの、鷹取（NS 成分）の 1 自由度質点系の加速度応答波形のフーリエスペクトルを図 10 に示す。ここで、減衰定数は前節と同様に 5%（塑性減衰定数 $h'=5.426\%$ ）とし、入力加速度波形は対象とする建物の地下 1 階で観測された最大加速度 356Gal³²⁾にあわせて、鷹取の入力波形の最大振幅がこの値になるよう波形全体の振幅を縮小調整した。計算から得られた等価固有周期 T_{EQ} は 2.29 秒、フーリエスペクトルの卓越周期は 2.2 秒である。

図 10 には、建物の 24 階で観測された南北方向の加速度波形のフーリエスペクトルも合わせて表示した。このスペクトルは木村ら²⁴⁾の論文から引用したもので、ハニングウインドウによる平滑化が加えられている^{注 4)}。2 つのスペクトルの卓越周期はほぼ一致していることから、兵庫県南部地震の際に南北方向で観測された 2.2 秒の固有周期の伸びは、建物の減衰機構が摩擦に起因する履歴減衰であることによって生じる建物固有周期の遷移として説明できることになる。もちろん、発生した固有周期の伸びの一部には建物の損傷も寄与していることは、建物の修復前後で微動の卓越周期が部分的に回復している³³⁾ことに見られるが、周期の伸びの大部分は減衰機構が摩擦であることによる固有周期の遷移と考えることで、この建物の被害が軽度であったことを説明することができる。図 8 に見られるように、鷹取のフラクタルスペクトルは疑似弾性固有周期が 1 秒以上になると振幅は急激に減少している。この建物は固有周期が伸びることで、図 5 に見られる約 2 秒の卓越周期を越えられたことが、

表 1 新長田駅前住宅で兵庫県南部地震以前に観測された地震

地震名	南北方向		東西方向	
	周期	最大加速度	周期	最大加速度
1983年鳥取県沿岸地震	1.37sec	102.78Gal	0.97sec	48.40Gal
1984年山崎地震	1.28sec	32.87Gal	0.93sec	40.51Gal
1985年和歌山県北東部地震	1.28sec	21.35Gal	0.89sec	15.19Gal

図 10 弾塑性 1 自由度質点系の応答と測定値のフーリエスペクトル（破線の観測値のフーリエスペクトルは木村ら²⁴⁾による）

軽微な被害にとどまることができた一因だと考えられる。

対象とする建物は損傷修復後、地震観測装置を更新して観測が継続されている。観測再開以降 2003 年 3 月末までの 50 の地震動を解析した中村³⁴⁾の報告によると、層間変位が 1/1000 以下の小振幅であっても変位振幅の増大に伴って固有振動数は低下し、減衰定数は増加する傾向が見られるとしている。24 階で最大変位を示したのは 2000 年鳥取県西部地震の際の約 4cm であり、このときの南北方向の固有周期と減衰定数は約 1.67 秒と約 8%となっている。

6. 芦屋浜高層住宅群での建物階数と被害との関係

芦屋浜高層住宅が建設された当時は、ここで強震観測が行われていたという報告³⁵⁾があるが、兵庫県南部地震の記録は見当たらない。公表されている直近の強震記録は、西に約 2.2km 離れた東神戸大橋の深江浜で観測されたもので、地盤では GL-34m と GL-1.5m で記録が得られている³⁶⁾。このうち、GL-1.5m の記録には、液状化によるものと考えられる強い非線形性が認められる。

芦屋浜高層住宅の北西約 1.2km の芦屋精道小学校では、臨時観測点で得られた余震記録を経験的グリーン関数とした本震記録の再現波が、釜江と入倉によって報告されている^{37,38)}。また、北西約 3.4km の神戸市立本山第一小学校では、関西地震観測研究協議会による観測結果が公開されている³⁹⁾。

前述したように、東神戸大橋の GL-1.5m での記録は液状化の影響を強くうけている。芦屋浜高層住宅の敷地でも液状化は発生しているが、地盤改良された建物周囲については全棟で液状化現象は観察されていない⁵⁾。このため、東神戸大橋の GL-34m での地震動を入力とした芦屋浜の地盤での等価線形法による解析を行い、応答スペクトルを求めた。使用プログラムは(株)CRC ソリューションズによってパーソナルコンピュータ用に改修された SHAKE⁴⁰⁾である。

芦屋浜高層住宅の地盤断面図⁴¹⁾をもとに作成した解析モデルを、表 2 に示す。表層の埋立砂層は山砂と海砂によるもので、N 値が 15 を目標に地盤改良されている⁴²⁾。この層の S 波速度は文献 35 の実測値をもとに 200m/sec としたが、土の動的物性は文献からは不明で

あったため、標準的な値⁴³⁾を採用した。3層目以深の自然地盤については、芦屋浜の地層がポートアイランドの地層と対比でき⁴⁴⁾、層序もよく似ていることから、S波速度と土の動的物性はポートアイランドの調査結果⁴⁵⁾をもとに設定した。

入力地震動は東神戸大橋の地盤で計算した入射波を採用すべきであるが、この地震動では液状化した地盤のS波速度と減衰を同定することができないという報告⁴⁶⁾があることから、GL-34mの深度である層境界に観測波形をそのまま入力した。同じように液状化した埋立地であるポートアイランドの解析では、GL-83mでの観測波はほぼ入射波とみなしうるとい報告⁴⁶⁾もあるが、後述する2秒付近の応答は観測波を入力波としたことによる影響の可能性はある。

図11に芦屋浜高層住宅の地盤での粘弾性応答スペクトル(Ashiyahama)と、釜江と入倉による芦屋精道小学校での応答スペクトル(ASY)³⁸⁾、本山第一小学校での応答スペクトル(Motoyama)³⁹⁾を示す^{注4)}。減衰定数はすべて5%である。

今回解析したスペクトルを釜江らのスペクトルと比較すると、1.2秒付近と2秒付近の卓越周期はよく一致している。しかし、スペクトルの振幅としては2秒付近の応答は釜江らの結果よりかなり小さくなっており、この周期での応答はやや過大に計算されている可能性がある。観測値である本山のスペクトルは約1秒と2秒に卓越周期が見られ、約1秒の卓越周期は他の2つと比べるとやや短周期であるが、比較的近いスペクトル形状を示している。これら3地点はいずれも地震断層が地表と交わる線の南東側にある⁴⁷⁾が、扇状地上の本山ではスペクトルの振幅が他より小さくなっている。そこで、芦屋浜高層住宅群で推定される応答スペクトルとしては、釜江らによって再現された芦屋精道小学校(ASY)と今回の解析結果(Ashiyahama)をもとに、被害との関連を考察する。

芦屋浜高層住宅群は、1フロア4戸の棟がエレベータを中心として2あるいは3棟が配置される構造となっている⁵⁾。そのため、振動実験⁶⁾は、棟単体での振動性状と棟相互の影響による振動性状の把握を目的として、単独あるいはできるだけ同じ階数の棟が隣接する測定と、異なる階数の棟が隣接する測定が実施されている。測定方法は常時微動と人力加振である。測定結果には隣接する他棟の影響が見られ、短辺方向の固有周期は29階では1棟より2棟の場合が、24階では2棟とそれ以上の棟の場合で、後者の方が周期は長くなっている。短辺方向と長辺方向を含めた測定値から求められた周期 T と高さ H の実験公式は $T=0.02H$ (標準偏差 $\sigma n=0.0014$)となっている。また、減衰定数は単独系の測定で、1次固有周期について1.40%から3.25%の範囲の値が報告されている。

芦屋浜高層住宅群の建物では、兵庫県南部地震の損傷の補修効果を確認するため、常時微動が測定されている⁵⁾。ここでは建設当時の固有周期に対して積載荷重による補正值が示されており、図示されている24階建ての数値を目視で読み取ると、ほぼ4%の周期の伸びとなっている。建物の固有周期を建設当時の実験公式から求めると、14階(高さ40.58m)と19階(54.18m)、24階(69.04m)、29階(84.39m)の固有周期は0.81秒と1.08秒、1.38秒、1.69秒となる。また、積載荷重による効果がすべての建物タイプで4%の増加と仮定すると、それぞれ0.84秒と1.13秒、1.44秒、1.76秒となる。

減衰定数として実測値の範囲である1.40%から3.25%の間でフラクタル応答スペクトルを計算すると、減衰定数が3%(塑性減衰定数

表2 芦屋浜高層住宅の地盤解析モデル

層番号	層厚 m	地層名	分割数	単位体積 質量kg/m ³	S波速度 m/sec	初期減 衰率%	土の動的物性
1	6.0	埋立砂	6	1800	200	2.0	今津雅紀、福武毅芳(文献42)
2	8.0	埋立砂	8	2000	200	2.0	今津雅紀、福武毅芳(文献42)
3	4.0	沖積粘土	4	1750	180	2.0	ポートアイランド19.0m~19.75m
4	5.0	洪積砂礫	5	2000	245	2.0	ポートアイランド33.0m~34.0m
5	1.0	洪積砂礫	1	2000	305	2.0	ポートアイランド33.0m~34.0m
6	10.0	洪積砂礫	5	2000	305	2.0	ポートアイランド33.0m~34.0m
7		基盤		2000	350		

* 地下水位はOP±0m(GL-6m)に設定

図11 芦屋浜高層住宅と周辺での応答スペクトル(減衰定数5%)

Ashiyahama: 今回の解析結果, ASY: 芦屋精道小学校での再現結果³⁸⁾, Motoyama: 本山第一小学校での観測結果³⁹⁾

図12 芦屋浜高層住宅と周辺でのフラクタル応答スペクトル
減衰定数3%, ASYとMotoyamaは粘弾性応答からの換算
(図中の矢印は積載荷重の効果を考慮したときの固有周期)

$h'=3.148\%$)のときの結果が被害とよく対応する。図12にこの結果を示す。3%の減衰定数はS造の一般的な減衰定数である2%²²⁾よりやや大きい、大振幅時の応答であることと、建物が初めて遭遇するようなレベルの強震動であることから、ほぼ妥当であると考えられる。芦屋精道小学校と本山第一小学校のスペクトルについては、建築研究所の提案式⁴⁸⁾に従って減衰定数が5%から3%のスペクトルに変換したのち、(9)式で疑似弾性固有周期 T_{PE} を求めた。

芦屋精道小学校(ASY)と今回の解析結果(Ashiyahama)を実験式から求められる固有周期について比較すると、24階がもっとも振幅が大きく次に19階となっており、29階で振幅が最小となっている。14階については、今回の解析結果では19階よりも小さな振幅であるが、芦屋(ASY)のスペクトルでは19階とほぼ等しくなっている。ただし、芦屋(ASY)のスペクトルの形状はこの周期から長周期側では急勾配で振幅が小さくなっており、積載荷重を考慮すれば14階の方が振幅は小さくなる。被害がなかった14階タイプのみ

のブロックは公営棟であり⁴⁾、他の14階タイプより短辺（張間）方向の長さが約2割程度短い⁵⁾ことからやや長周期である可能性があること、測定結果にもこの差が見られる⁶⁾ことから、これが14階タイプでの被害の違いを説明するひとつの要因であるとも考えられる。なお、芦屋浜高層住宅群の被害について建物階数と被害との関係を論じた報告を調べたが、個別の建物の損傷原因を解析した論文はいくつか発表されているものの、階数タイプによる被害率の違いを説明した論文は管見する限り見当たらなかった。

7. まとめ

建築物本体の減衰のメカニズムは摩擦に起因する履歴減衰であることを与件とすると、粘性減衰と同様に一定の減衰定数をもつ弾塑性1自由度質点系では、観測される固有周期は振幅によって変動することになる。振幅の増大によって建物の周期が伸びる現象は、実験や観測でも構造体が塑性化するよりはるかに小さな振幅レベルから確認されている。そこで、このような建物周期の伸びが強震動での応答にも現れていると仮定し、1秒から2秒という兵庫県南部地震の卓越周期との共振で被害事例が説明できるかを検討した。対象とするのは建物固有周期の伸びであるが、周期の遷移が振幅の大きさに依存することから、通常の応答スペクトルと長周期化した建物の周期とを比較するのは容易ではない。このため、一般的に建物の固有周期が測定されている微小振幅を代表値として周期を変換したスペクトル（フラクタル応答スペクトル）をもとに、地震動の卓越周期と建物の固有周期とを比較した。

兵庫県南部地震では、7階以上のコンクリート系建物は6階以下の建物に比べて明らかに被害率が大きかったが、減衰定数を5%とした葺合のフラクタル応答スペクトルは7階の固有周期0.38秒から振幅が急増しており、共振が被害率増大の原因と考えられる。

新長田駅前高層住宅では、建物の24階で観測された地震動の卓越周期は2.2秒と大きな周期の伸びが観測されたが、被災度は軽度と判定されている。弾塑性1自由度質点系の微小振幅時の周期を1.06秒、減衰定数を5%とし、建物の地下で観測された最大加速度に振幅調整した鷹取の応答波形は卓越周期が2.2秒となり、構造材の降伏を仮定しなくても周期の伸びが説明できることがわかった。

芦屋浜高層住宅群の例では、想定地盤での応答波形と釜江らによる本震記録の再現波形から計算される減衰定数3%のフラクタル応答スペクトルによると、ボックス柱破断の発生率が高かった19階と24階の周期では振幅が大きく、破断のなかった29階の周期では振幅は小さいという結果が得られた。

以上の解析例は、兵庫県南部地震での特徴的な3例の被害は、大振幅のゆれによるほぼ弾性的な建物周期の伸びが地震動の卓越周期と共振することによって発生したとする作業仮説を支持するものである。現在、東南海地震と南海地震の発生がかなり切迫しているという状況にあるが、東京での長周期地震動の卓越周期は大多数の超高層建物の弾性固有周期よりも長周期となっている。しかし、この小論で論じた建物固有周期の遷移を考慮にいと、共振する建物の評価についても新たな検討が求められると考えられる。

謝辞

解析にあたっては以下の1995年兵庫県南部地震の強震記録を使

用させていただきました。

1) 気象庁による神戸海洋気象台の記録、2) JR西日本による鷹取駅の記録、3) 大阪ガスによる葺合供給所の記録と4) 阪神高速道路公団による東神戸大橋の記録（震災予防協会の強震動アレー観測記録データベース^{36,45)}による）

この報告は前報¹²⁾に引き続き、建物の減衰定数と固有周期の遷移について考察したものです。ご議論いただいた東京大学名誉教授の片山恒雄先生と、常時微動の振幅についてご教授いただいた埼玉大学名誉教授の小牧昭三先生に感謝いたします。また、粘弾性解析では大崎順彦先生のプログラム²²⁾を使用させていただきました。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 林康裕ほか3名：1995年兵庫県南部地震におけるRC造建物群の耐震性能、日本建築学会構造系論文集、No. 528, pp. 135-142, 2000.2
- 2) 日本建築学会：建築物の減衰, 2000
- 3) 日本建築学会：建築構造物の振動実験, 1978
- 4) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告、鉄筋コンクリート造建築物, pp. 394-399, 1997
- 5) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告、鉄骨造建物, pp. 142-161, 1997
- 6) 田村良治ほか7名：芦屋浜高層住宅プロジェクト 高層住宅群の振動性状に関する確認実験、季刊カラム、No. 79, pp. 93-97, 1980
- 7) 境有紀ほか3名：1999年台湾集集地震に基づいた建物被害を予測する地震動の破壊力指標の検討、日本建築学会構造系論文集、No. 549, pp. 43-50, 2001.11
- 8) 境有紀ほか2名：建物被害率の予測を目的とした地震動の破壊力指標の提案、日本建築学会構造系論文集、No. 555, pp. 85-91, 2002.5
- 9) 入倉孝次郎ほか2名：大加速度（速度）強震動の成因解明と強振動—地震被害との相互関連性に関する研究、地震研究所特定共同研究(B)、〈<http://www.eri.u-tokyo.ac.jp/KOHO/KOHO/backnumber/21/21-1.html>〉、1998（アクセス：2006年5月16日）
- 10) 日本建築学会：兵庫県南部地震の強震動、地震荷重—内陸直下地震による強震動と建築物の応答, pp. 63-91, 2000
- 11) 鹿嶋俊英、北川良和：強震観測記録から推定した建物の振動特性の特徴、日本建築学会技術報告集、第22号, pp. 163-166, 2005
- 12) 小川好：減衰定数一定の弾塑性応答スペクトルに基づく建物固有周期の遷移の解明、日本建築学会構造系論文集、No. 600, pp. 75-82, 2006.2
- 13) Lagomarsino, S. : Forecast Models for Damping and Vibration Periods of Buildings, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 48, pp. 221-239, 1993
- 14) 小川好、岡田佳久：地震動強度評価を目的とした弾塑性応答スペクトルの提案、第26回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 385-388, 2001
- 15) Iwan, W.D. : On a Class of Models for the Yielding Behavior of Continuous and Composite Systems, Journal of Applied Mechanics, Vol. 34, pp. 612-617, 1967
- 16) 曾田五月ほか3名：鋼構造物の減衰機構に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集, B2, pp. 1117-1118, 1999
- 17) 小泉忠由ほか2名：ボルト結合部における減衰能の評価、精密機械, 46巻, 3号, pp. 338-343, 1980
- 18) Segalman, D. J. et al. : Handbook on Dynamics of Jointed Structures, SANDIA REPORT, SAND2009-4164, 2009
- 19) 吉本彰：コンクリートの変形と破壊、学敵社, 1990
- 20) 林康裕ほか2名：建築物被害から推定される地震動強さと観測記録の整合性、第10回日本地震工学シンポジウム, pp. 87-92, 1998
- 21) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計、丸善, pp. 12-14, 1998
- 22) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門、鹿島出版会, p. 118, 1994
- 23) 日下部馨ほか3名：兵庫県南部地震の激震地に建つ高層建物の観測地震動、構造工学論文集, Vol. 42B, pp. 15-22, 1996
- 24) 木村匡ほか4名：兵庫県南部地震における新長田駅前高層SRC造建物の解析的検討、その1、日本建築学会大会学術講演梗概集, B2, pp. 533-534, 1996
- 25) 竹内香織ほか4名：兵庫県南部地震における新長田駅前高層SRC造建物の解析的検討、その2、日本建築学会大会学術講演梗概集, B2, pp. 535-536, 1996

- 26) 江戸宏彰ほか4名：兵庫県南部地震における新長田駅前高層 SRC 造建物の解析的検討，その3，日本建築学会大会学術講演梗概集，B2，pp. 537-538，1996
- 27) 津田和明ほか2名：阪神・淡路大震災における被災建築物の地震応答解析（2），大林組技術研究所報，特集号，pp. 85-91，1996
- 28) 沢井布兆ほか3名：SRC 造25階建て集合住宅の被害と解析，コンクリート工学，Vol. 34，No. 11，pp. 37-41，1996
- 29) 水畑耕治，西出俊夫：細長い平面形を有する偏心高層建物の観測地震応答の解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，pp. 741-742，1986
- 30) 水畑耕治，西出俊夫：昭和58年・鳥取県沿岸地震、及び昭和59年・山崎地震による高層住宅の観測地震動について，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，pp. 55-56，1985
- 31) 水畑耕治，西出俊夫：昭和60年1月6日和歌山県北東部地震による高層住宅の観測地震動について，日本建築学会大会学術講演梗概集，B，pp. 853-854，1986
- 32) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告，共通編-2，1編 地震・地震動，pp. 230-233，1998
- 33) Sawai et al：Response of a 25-story SRC Residential Building during the Hyogo-ken Nanbu Earthquake, Paper No. 1520, 11th World Conference on Earthquake Engineering
- 34) 中村充：SRC 造建物地震観測に基づく小振幅時動特性の振幅依存性評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，B2，pp. 949 - 950，2003
- 35) 堯天義久ほか6名：芦屋浜における観測地震動の解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp. 547-548，1981
- 36) 震災予防協会：地震動アレー観測，No. 3，pp. 65-74，1998
- 37) 釜江克宏，入倉孝次郎：1995年兵庫県南部地震の断層モデルと震源近傍における強震動シミュレーション，日本建築学会構造系論文集，No. 500，pp. 29-36，1997.10
- 38) 入倉孝次郎：阪神大震災を引き起こした地震動，京都大学防災研究所年報，第39号，pp. 1-17，1996
- 39) 日本建築学会：1995年兵庫県南部地震強震記録資料集，p. 194，1996

- 40) Schnabel, P.B. et al：SHAKE A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, EERC 72-12, UC Berkeley, 1972
- 41) 加藤裕造：芦屋浜高層住宅プロジェクトにおける埋土地盤と基礎・地業，建築と社会，1977年8月号，pp. 19-26，1977
- 42) 相良巳貴夫：芦屋浜高層住宅プロジェクト，土と基礎，Vol. 26, No. 12, pp. 93-94, 1978
- 43) 今津雅紀，福武毅芳：砂礫材料の動的変形特性，第21回土質工学研究発表会，Vol. 1，pp. 509-512，1986
- 44) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告，共通編-2，2編 地盤・地質，pp. 386-389，1998
- 45) 震災予防協会：地震動アレー観測，No. 3，pp. 91-95，1998
- 46) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告，共通編-2，1編 地震・地震動，pp. 298-301，1998
- 47) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告，共通編-2，1編 地震・地震動，pp. 261-269，1998
- 48) 伊藤浩資，笠井和彦：減衰定数による応答スペクトル低減に関する統計的検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，B2，pp. 367-368，2002
- 49) Hartwigsen, C. J. et al：Experimental Study of Non-linear Effects in a Typical Shear Lap Joint Configuration, J. of Sound and Vibration, 227, pp. 327-351, 2004

注

注1) プログラムは粘性減衰定数も入力できるようになっているが，この論文ではすべて0として計算している。

注2) マイクロスリップの過程では，ジョイントを構成する部材間の移動はマクロレベルで見れば発生しておらず，運動は接触面の小領域のみで発生している⁴⁹⁾。

注3) 吉本¹⁹⁾によると，折れ点のうちの2点はコンクリート供試体に共通して現れるが，不規則な折れ点はこれよりはるかに小さなひずみで出現する。規則的な第1の折れ点は未水とセメント粒子の破壊に，第2折れ点は供試体の容積が減少から増大に転じる臨界応力に対応している。

注4) 図10の木村らによるスペクトルと，図11の芦屋精道小学校と本山第一小学校のスペクトルは目視による読み取りであり，厳密ではない。

Appendix 1 Subroutine SYSCOMP0 と Subroutine TIMESTEP

```

SUBROUTINE SYSCOMP0(T,EPDAMP,ACCMAX,STNLMT,IMAX,
1 SPRING,SLIDER,STRESS,STRAIN)
DO 30 I=1,IMAX
30 CONTINUE
RETURN
END

1 自由度質点系のパネースライダー系を構成するサブルーチン
C
C パラメータの解説
C T = 設定固有周期 (秒)
C EPDAMP = 弾塑性系の減衰定数 (デシマル)
C ACCMAX = 降伏強度に相当する加速度 (m/秒/秒)
C STNLMT = 降伏点の相対変位 (m)
C IMAX = 骨格曲線の離散化数およびディメンジョン数
C SPRING-SLIDER モデルはこの数で離散化される
C
IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
DIMENSION SPRING(IMAX),SLIDER(IMAX)
DIMENSION STRESS(IMAX),STRAIN(IMAX)
PAI=3.1415926D0
AMPK=(2.0*PAI/T)**2
ALFA=1.0/(1.0+PAI*EPDAMP)
BETA=1.0+PAI*EPDAMP
STNLMT=(ACCMAX/AMPK)**BETA
STNINC=STNLMT/DBLE(IMAX)
DO 10 I=1,IMAX
STRAIN(I)=STNLMT*DBLE(I)
STRESS(I)=AMPK*STRAIN(I)**ALFA
10 CONTINUE
CALL TGPAL(IMAX,SPRING,SLIDER,STRESS,STRAIN)
RETURN
END
SUBROUTINE TGPAL(IMAX,SPRING,SLIDER,STRESS,STRAIN)
C
C 力(応力)と変位(ひずみ)の関係から並列モデルの
C パネ関数とスライダー関数を構成するサブルーチン
C
IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
DIMENSION SPRING(IMAX),SLIDER(IMAX)
DIMENSION STRESS(IMAX),STRAIN(IMAX)
IF(IMAX.EQ.1) THEN
SPRING(1)=STRESS(1)/STRAIN(1)
ELSE
S=0.0
DO 10 I=1,IMAX
11=IMAX-I
IF(11.EQ.0) GO TO 20
SPRING(11+1)=(STRESS(11+1)-STRESS(11))/
1 (STRAIN(11+1)-STRAIN(11))-S
S=S*SPRING(11+1)
10 CONTINUE
20 CONTINUE
SPRING(11+1)=STRESS(11+1)/STRAIN(11+1)-S
ENDIF
C
SUBROUTINE TIMESTEP(YDD,DTDIV,XDD,XD,X,FORCE,EGLOSS,
& ELASTE,STNLMT,IND,CLOSS,DRATIO,DDRT,DIFF,DDFF,
& IRMAX,IRIO,SPRING,SLIDER,STATE,ST,IMAX)
C
1 自由度質点系の弾塑性応答を計算するサブルーチン
C
C パラメータの解説
C YDD = 入力加速度 (m/秒/秒)
C DTDIV = 演算の時間増分 (秒)
C XDD = 質点の相対加速度 (m/秒/秒)
C XD = 質点の相対速度 (m/秒)
C X = 質点の相対変位 (m)
C EGLOSS = 散逸エネルギー増分 (J)
C ELASTE = 系に保存されている弾性エネルギー (J)
C IND = 降伏点の判定
C 1 = 正常終了，-1 = 降伏したため演算を終了
C CLOSS = 粘性減衰係数 (N*秒/m)
C DRATIO = 応答加速度増分のくり返し計算での比の収束条件
C 判定式は DRATIO (デシマル) < ABS(1.-ABS(B/A))
C ここで A = 計算された現ステップでの加速度増分
C B = 計算された1ステップ前の加速度増分
C DDRT = 演算終了時点での判定式の値
C DIFF = 加速度増分のくり返し計算での差の収束条件
C 判定式は DIFF (m/秒/秒) < ABS(B-A)
C ここで A と B は DRATIO と同じである
C DDFF = 演算終了時点での判定式の値
C IRMAX = くり返し計算の上限回数
C IRIO = 収束条件の判定結果
C 0 = 収束，1 = 発散
C
IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
DIMENSION SPRING(IMAX),SLIDER(IMAX),STATE(IMAX),ST(IMAX)
IND=0
DELXDD=0.0
BDEL=0.0
IR=0
IRIO=0
AELEM=(XDD+YDD)
30 CONTINUE
IR=IR+1
FXDD=XDD+DELXDD
FX=XD+XDD*DTDIV+DELXDD*DTDIV/2.0
FX=>(XDD+XDD*DTDIV+XDD*DTDIV**2/2.0-DELXDD*DTDIV**2/6.0
DO 10 I=1,IMAX
ST(I)=STATE(I)
10 CONTINUE
IF(DABS(FX).GT.STNLMT) THEN
IND=-1
RETURN
ENDIF
C
CALL PARALL(IMAX,SPRING,SLIDER,ST,FX,FORCE,TANMOD,
1 ELASTE,EGLOSS)
DELXDD=(-(AELEM+CLOSS+FXD+FORCE)
C
IF(DELXDD.NE.0.0) GO TO 70
DDRT=0.0
DDFF=DABS(BDEL-DELXDD)
BDEL=DELXDD
IF(DDFF.LT.DIFF) GO TO 80
GO TO 30
70 CONTINUE
DDRT=DABS(1.0-DABS(BDEL/DELXDD))
DDFF=DABS(BDEL-DELXDD)
BDEL=DELXDD
IF(DDRT.LT.DRATIO) GO TO 80
IF(IR.LT.IRMAX) GO TO 30
IF(DDFF.LT.DIFF) GO TO 80
IRIO=1
80 CONTINUE
XDD=FXDD
XD=FXD
X=FX
DO 20 I=1,IMAX
STATE(I)=ST(I)
20 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE PARALL(IMAX,SPRING,SLIDER,
1 STATE,STRAIN,STRESS,TANMOD,ELASTE,EGLOSS)
C
C 並列モデルで変位(ひずみ)を入力して力(応力)と接線剛性
C 率，散逸エネルギー，弾性エネルギーを計算するサブルーチン
C
IMPLICIT REAL*8(A-H,O-Z)
DIMENSION SPRING(IMAX),SLIDER(IMAX),STATE(IMAX)
STRESS=0.0
TANMOD=0.0
ELASTE=0.0
EGLOSS=0.0
DO 10 I=1,IMAX
T=(STRAIN-STATE(I))*SPRING(I)
IF(DABS(T).GT.DABS(SLIDER(I))) GO TO 20
STRESS=STRESS+T
E-T**2/SPRING(I)/2.0
TANMOD=TANMOD+SPRING(I)
ELASTE=ELASTE+E
GO TO 10
20 CONTINUE
STRESS=STRESS+DSIGN(DABS(SLIDER(I)),T)
PB=STATE(I)
STATE(I)=STRAIN-DSIGN(1.0DO,T)*SLIDER(I)/SPRING(I)
E=SLIDER(I)**2/SPRING(I)/2.0
ELASTE=ELASTE+E
EGLOSS=EGLOSS+DABS(PB-STATE(I))*SLIDER(I)
10 CONTINUE
RETURN
END
```

(2013年10月16日原稿受理，2014年3月5日採用決定)