



強震記録から推定した9階建免震建物の地震時挙動

鹿嶋俊英¹⁾、北川良和²⁾

1) 正会員 独立行政法人建築研究所、主任研究員

e-mail: kashima@kenken.go.jp

2) 正会員 慶應義塾大学理工学部、教授、工博

e-mail: kitagawa@sd.keio.ac.jp

要約

建築研究所は免震構造を採用した釧路合同庁舎を対象に、その竣工時から強震観測を実施している。2000年の観測開始以来5年間に、2003年十勝沖地震を始めとして、多くの貴重な強震記録を得ることができた。本論文は、釧路合同庁舎で得られた強震記録の分析から、免震建物の振動特性を検討している。

十勝沖地震で得られた強震記録の分析からは、表層地盤や免震層の非線形挙動が確認された。また、多質点系せん断モデルを用いた非線形応答解析結果から、合同庁舎に設置された免震装置は、設計時に想定した免震性能を発揮したことが確認された。

過去に得られた89地震の強震記録から推定した上部構造の振動特性からは、最大振幅の増加に伴って固有振動数が低下する、剛性の振幅依存性が確認された。また、十勝沖地震の前後では固有振動数に違いが見られ、大きな地震を経験することによる振動特性の変化が認められた。免震層を加えた2質点系のモデルを用いた剛性と減衰定数の推定結果は、免震層の変位が2cmを超えるような大きな振幅の記録では、理論的な等価剛性や等価減衰定数と良い対応を示した。通常、耐震性の検討は大振幅時の挙動を対象として行われるため、本論文で得られた結果は、設計で想定している免震装置の挙動が妥当であることを裏付けるものである。ただし、小振幅時の振動特性、特に減衰については、観測結果から大きな値が推定され、その要因について更に検討が必要である。

キーワード: 強震観測、免震構造、建物の振動特性、等価剛性と等価減衰、進化戦略

1. はじめに

日本における免震構造は1980年代から開発と実用化が進み^{例えは¹⁾⁻³⁾}、1995年兵庫県南部地震を契機に急速に広がった。従来の耐震設計とは発想の転換を図った新しい技術であったことから、免震建物を対象とした強震観測が積極的に行われ、多くの観測成果が報告されている³⁾⁻⁵⁾。

1995年兵庫県南部地震では、地表あるいは建物基礎での最大加速度が0.3G 前後で、免震層の層間変位が10cmを超える観測事例が2例報告された^{6),7)}。大きな地震動を受けた免震装置の効果を実際に観測した最初の例であり、その後の免震構造の普及に大きな役割を果たした。その後も、2003年十勝沖地震、2004年新潟県

中越地震や2005年福岡県西方沖地震など、強い地震動を受けた免震建物の実測記録が着実に蓄積されてきている⁷⁻¹⁴⁾。

免震建物で観測された強震記録は、波形分析による免震装置の効果の確認に使われるとともに、シミュレーションなどを通じて設計手法の妥当性の検証に用いられている⁸⁾⁻¹⁵⁾。また、免震層を有する振動系の固有振動数(あるいは固有周期)や減衰定数などのモードパラメータ、免震層の等価剛性や減衰係数などの物理パラメータを同定した結果も多く報告されている¹⁶⁾⁻¹⁹⁾など。モードパラメータの推定では、伝達関数をターゲットとしたカーブフィッティングが代表的な手法となる^{16),17)}。免震装置の非線形挙動に起因する振動特性の振幅依存性はこれらの研究の大きな関心事であるが、基本的に振動特性は積層ゴム支承やダンパーの動力学的特性に依存するため、強震観測記録から免震装置の履歴特性を直接同定する検討も行われている²⁰⁾⁻²²⁾。既往の研究成果を概観すると、一般的に免震構造は期待された入力地震動の低減効果を発揮しており、積層ゴム支承や各種のダンパーなど免震装置の動力学的特性を適切にモデル化することが、免震性能をより精度良く評価する鍵となる。

強震観測記録から免震建物のように非線形性の強い振動系の動力学的特性を検討する場合、微小な振幅から、免震装置が非線形挙動を示すような大きな振幅まで、様々な振幅レベルの強震記録を統計的に扱うことが重要となる。しかしながら、免震構造の歴史自体が浅いことから、ひとつの建物で得られている観測記録の数に限りがあり、そのような研究成果は限られている。

釧路合同庁舎は、国のいくつかの出先機関を集約した庁舎で、1993年釧路沖地震や1994年北海道東方沖地震などの経験から、免震構造が採用された。国の庁舎としては比較的早い時期の免震であること、北海道東部は地震の発生頻度が高い地域であることを考慮し、独立行政法人建築研究所(以下建築研究所)は2000年の竣工当時から、敷地地盤と庁舎建物を対象とした強震観測を実施している。現在までに、2003年十勝沖地震の記録を始めとして、震度4以上の記録を5つ含む、多くの貴重な強震記録が蓄積されている。このため、大振幅に至る様々な振幅レベルでの振動特性を連続的に議論することが可能となっている。本論文では、釧路合同庁舎で観測された強震記録を用い、免震建物の非線形挙動と振動特性の振幅依存性を検討した結果を報告する。

2. 建物の概要と観測体制及び解析記録

2.1 建物の概要

釧路合同庁舎は釧路市の中心部に位置する地下1階、地上9階、塔屋1階、軒高43.7m、建築面積4,680m²、延べ床面積24,612m²の事務所庁舎である²³⁾。天然ゴム系積層ゴム支承64基、鉛ダンパー56基、及び鋼棒ダンパー32基から構成される免震装置が、1階床梁と地下1階から立ち上がる片持ち柱の間に設置されている。積層ゴム支承の内訳は、直径800mmのもの(800φ)が24基、直径900mmのもの(900φ)が28基、直径1000mmのもの(1000φ)が12基となっており、設計許容水平変位は30cm、設計限界水平変位は50cmとされている。写真1に合同庁舎建物の外観と免震装置の設置状況を示す。

建物の構造形式は、地上階が鉄骨ブレースを有する鉄骨鉄筋コンクリートのフレーム構造、地下階が鉄筋コンクリート造となっている。基礎は場所打ちコンクリート拡底杭で、地表面下30m程度で表れる砂岩層(せん断波速度 $V_s=830\text{m/s}$)で支持されている。その砂岩層以浅の表層地盤は砂質土層($V_s=200\text{m/s}$ 前後)及び砂礫層($V_s=300\text{m/s}$ 前後)から構成されている。



(a) 外観



(b) 積層ゴム支承



(c) 鉛ダンパー



(d) 鋼棒ダンパー

写真1 釧路合同庁舎の外観(左上)、積層ゴム支承(右上)、鉛ダンパー(左下)、鋼棒ダンパー(右下)

2.2 強震観測体制

建築研究所は釧路合同庁舎及び敷地地盤を対象に、6台18成分の加速度計を配置し、強震観測を行っている。加速度計の位置を図1に示す。うち3台の加速度計は地表(GL)、地中深さ10 m (G10)及び深さ34 m (G34)に設置され、G34の加速度計は、支持層である砂岩層に埋設されている。建物内の加速度計は地下1階(B1F)、1階(01F)及び9階(09F)に設置されており、B1Fと01Fの間に免震装置を有する。各加速度計の設置方位は建物の軸に合わせて N167°E(北から時計回りに167度)に統一されており、N167°E 成分が建物の長辺方向に、N257°E 成分が短辺方向に対応する。以降の解析では、設計時の座標に合わせて長辺方向(N167°E 成分)を X 方向、短辺方向(N077°E 成分)を Y 方向として扱う。

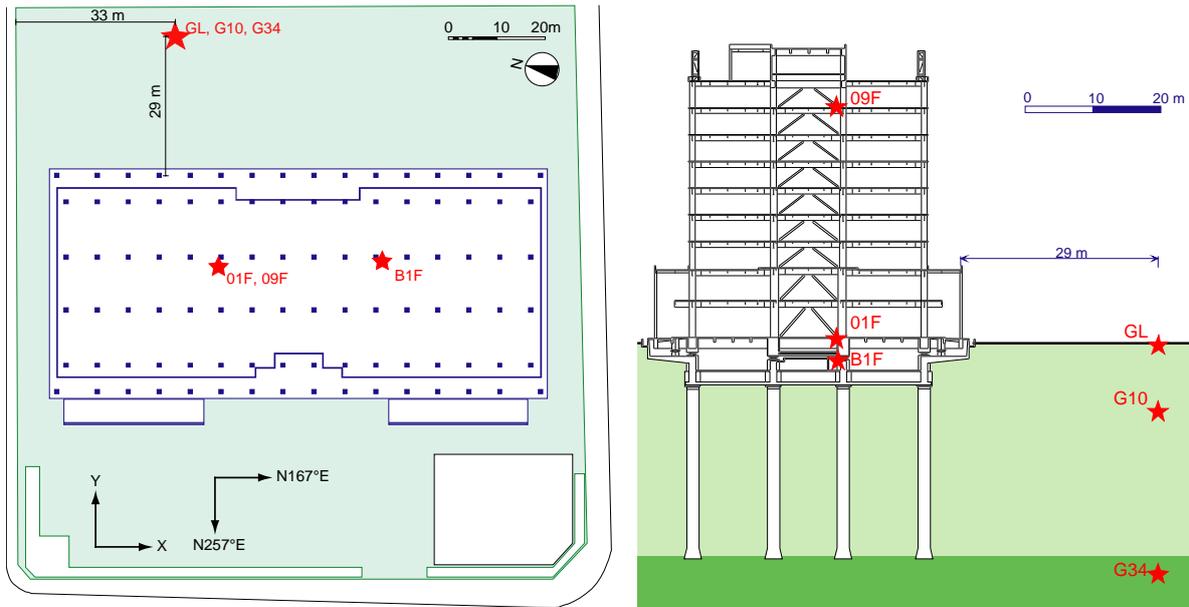


図1 加速度計の配置(左: 平面、右: 断面)

2.3 解析に用いる観測記録

2000年9月から2005年9月までの5年間に得られた強震記録のうち、地表(GL)の記録から算出した震度が2以上(計測震度1.5以上)の89記録を解析の対象とする。89地震の釧路合同庁舎での震度の内訳は、震度5強が1、震度5弱が1、震度4が3、震度3が24、震度2が60となっている。図2に庁舎からの震央距離と観測記録の地表最大加速度(PGA)の関係を示す。○の大きさは気象庁マグニチュードに対応する。対象とした地震のマグニチュードは4.2から8.0、震央距離は13 km から517 km の範囲に分布する。地表最大加速度は 3 cm/s^2 から 260 cm/s^2 の間にあり、ほとんどの記録は 50 cm/s^2 以下である。最も大きな加速度 260 cm/s^2 は2003年9月26日の十勝沖地震の際に記録され⁸⁾、計測震度も5.4と観測期間中最も大きい。2003年十勝沖地震の記録については、3章に詳細を述べる。

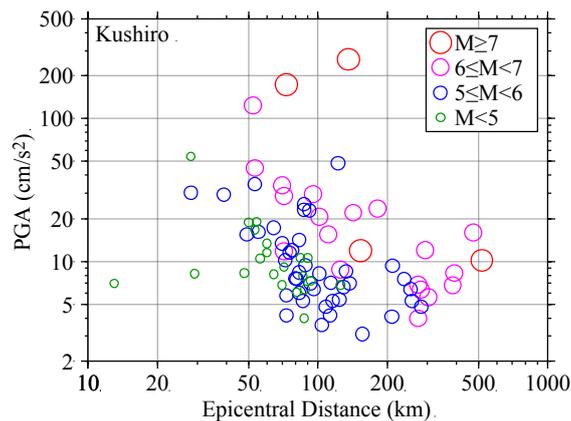


図2 観測記録の震央距離と地表最大加速度の関係

3. 2003年十勝沖地震の記録

3.1 観測記録の特徴

2003年十勝沖地震(M8.0、深さ42 km、震央距離136 km、以下十勝沖地震と略記)では、釧路合同庁舎の地表面上(GL)の最大加速度で260 cm/s²、計測震度に換算して5.4と大きな地震動を観測した⁸⁾。表1に各加速度計で得られた最大加速度と最大速度を示す。水平成分の最大加速度に着目すると、GL-34mの砂岩層(G34)で130 cm/s²程度であった最大加速度は地表(GL)では2倍近くに増幅し、地下1階(B1F)の最大加速度は地表の約2/3となっている。また免震層の上となる1階(01F)の水平成分の最大加速度は、地下1階(B1F)の1/2以下、地表面(GL)に比べると約1/3となっている。この結果、建物9階(09F)の最大加速度は地表(GL)の半分以下である。ちなみに、地表の最大速度はX(N167°E)方向で37 cm/sと免震建物の設計で想定するレベル1の地震動の最大速度(25 cm/s)を上回るものであった。

表1 釧路合同庁舎で観測された2003年十勝沖地震の最大加速度と最大速度

系	位置	最大加速度 (cm/s ²)			最大速度 (cm/s)		
		X: N167°E	Y: N077°E	Z: UD	X: N167°E	Y: N077°E	Z: UD
建物系	9階 (09F)	93.8	120.6	183.6	31.2	30.8	8.3
	1階 (01F)	70.3	80.6	85.1	19.6	25.4	6.5
	地下1階 (B1F)	154.1	192.4	76.4	34.2	30.0	6.1
地盤系	地表 (GL)	210.2	259.8	106.3	37.0	33.4	7.9
	地中10m (G10)	173.3	214.4	71.9	34.3	30.9	6.9
	地中34m (G34)	137.6	134.5	61.5	27.7	27.3	5.8

地表(GL)で得られた加速度記録のフーリエスペクトルを図3(a)に示す。実線が X(N167°E)方向、破線が Y(N077°E)方向、点線が上下(UP)方向を表す。0.5 Hz から2 Hz の周波数成分が卓越しており、敷地周辺の地震動の振動数特性は一般の建物に対して厳しいものであったと考えられる。図3(b)は地表の記録の地中34 mの記録に対するフーリエスペクトル比(GL/G34)である。十勝沖地震の際の表層地盤による1次の卓越振動数は1.5 Hz から1.6 Hz 程度となっている。図中点線はPS 検層結果から得られた伝達関数であり、2 Hz 辺りに1次のピークを持つ。この伝達関数は中小地震の記録によるスペクトル比と良い対応を示すものであり²⁴⁾、十勝沖地震の強震記録に見られる卓越振動数の低下は表層地盤の非線形挙動を反映している。

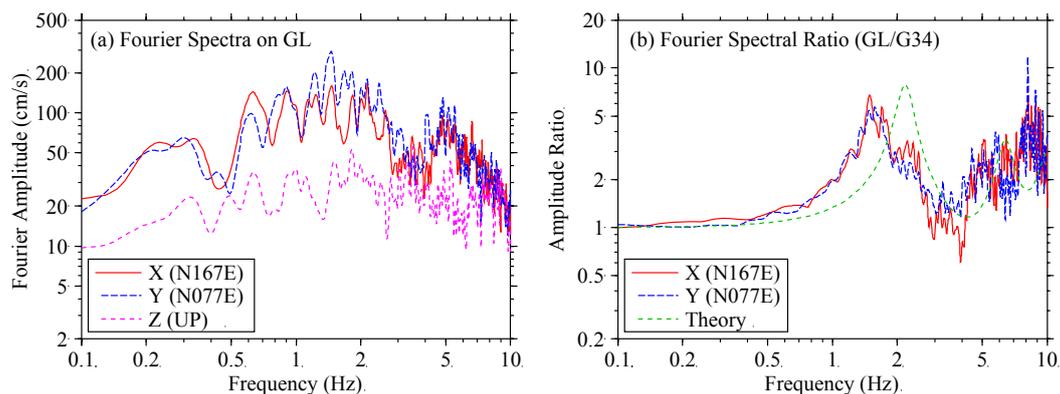


図3 地表の記録のフーリエスペクトル(左)と地表と地中34mの記録のフーリエスペクトル比(右)

図4は地表(GL)から建物系列に至る各加速度計の記録の間のフーリエスペクトル比である。(a)は B1F/GLのスペクトル比で、地表を基準とした場合の入力損失に相当する。1.5 Hz 辺りまでの低い振動数領域ではスペクトル比がほぼ1となっており、入力の低減は認められない。半面、2 Hz を超える振動数領域では、水平

成分のスペクトル比が0.5倍程度に低下しており、基礎の埋め込みと拘束効果による入力損失が現れている。(b)は免震層を挟んだ2点間のスペクトル比(01F/B1F)で、免震層や上部構造の影響で大きく波打っている。(c)の09F/01Fのスペクトル比は上部構造の増幅特性を表し、1 Hz 付近に明瞭なピークが存在する。この上部構造の固有振動が図(b)に表れた1 Hz の谷の原因である。(d)は09F/GLのスペクトル比で、地表から建物頂部へ至る全体系の特性に相当する。0.4 Hz 辺りに全体系の1次と思われる緩やかなピークがあり、入力損失と免震装置の効果によって2 Hz 以上の高振動数領域の応答は著しく低下している。

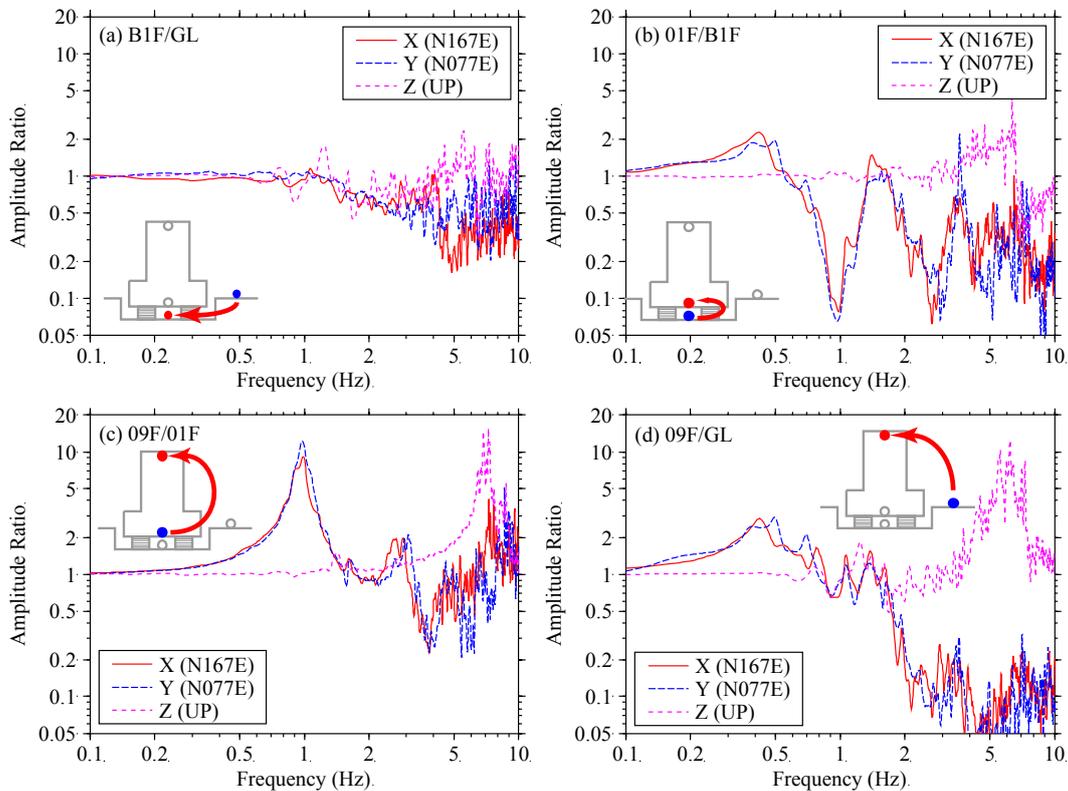


図4 地表から建物系列に至る加速度記録のフーリエスペクトル比

3.2 非線形地震応答解析

大きな地震動を受けた免震装置の地震時挙動を検証するために数値解析を行った。上部構造は図5に示すような10質点系のせん断モデルとし、質量は設計時の値を用いている。これに1階床レベルの質点と免震層が加わり、自由度は11となる。上部構造の剛性は、上部構造の1次振動数が一致するように設計時の値を調整し、履歴特性は弾性とする。各質点の質量と各層の剛性を表2に示す。減衰は Rayleigh 型とし、1次及び2次のモード減衰定数がそれぞれ3%及び5%となるように設定している。

免震装置については、積層ゴム支承は線形ばねとし、鉛ダンパーはトリリニア型の、鋼棒ダンパーはバイリニア型の履歴特性を仮定する。各装置の剛性や降伏変位は設計図書に準じ、履歴特性のパラメータは図6に示ようになる。免震装置が非線形挙動する場合、2方向入力の影響が懸念されるため、X 方向及び Y 方向をそれぞれ個別に計算する解析(1D)と、免震装置に Multiple Shear Spring (MSS)モデル²⁵⁾を導入し、水平2方向を同時に計算する2次元解析(2D)の両者を行っている。

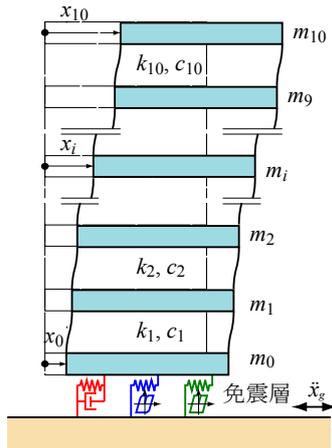


図5 多質点系せん断モデル

表2 多質点系解析モデルの質量と剛性

i	質点質量 m_i (10^6 kg)	剛性 k_i (10^6 N/m)	
		X方向	Y方向
10	0.543	949	310
9	3.424	2142	1749
8	2.262	2048	1995
7	2.343	2216	2265
6	2.193	2239	2374
5	2.247	2289	2600
4	2.444	2382	2840
3	2.302	2797	3164
2	5.308	3360	3518
1	4.714	3816	4043
0	10.409		

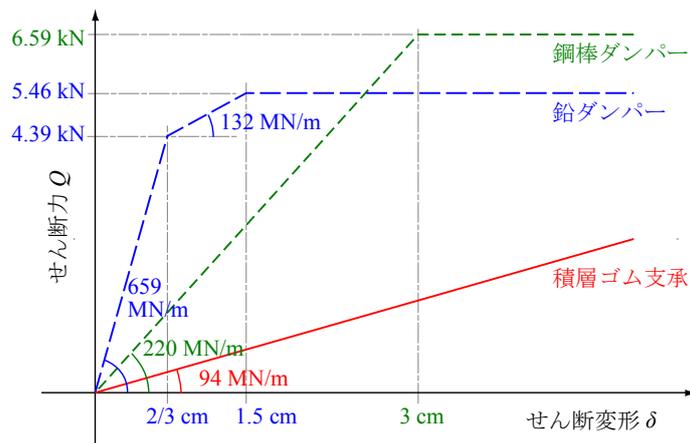


図6 免震装置の履歴特性

図7は観測(Obs.)及び解析(Sim.)から得られた免震層(地下1階)の相対変位である。上段(a)及び(b)に時刻歴を、下段(c)から(e)に水平面内軌跡を示す。観測記録から算出した免震装置の最大変位は X 方向及び Y 方向ともに約10cm で、800φの積層ゴムのせん断歪($\gamma_{800\phi}$)に換算すると64%に相当する。観測結果と解析結果を比較すると、最大変位を生じる47秒から50秒辺りで1D、2Dとも変位が若干小さ目となっているが、全体的に解析

結果は観測結果とよく整合している。1D と2 D の結果の間に大きな差はないが、変位波形の後半では2Dの方が良い対応を示す。

2次元解析(2D)結果の1階(01F)及び9階(09F)の絶対加速度の時刻歴を、観測結果とともに図8に示す。上段(a)及び(b)は1階の X 方向及び Y 方向、下段(c)及び(d)は9階の X 方向及び Y 方向で、実線が観測結果、破線が解析結果(2D)に対応する。いずれの加速度波形を見ても解析結果と観測結果の一致度は高い。以上の結果から、ここで採用した解析モデルは免震装置の地震時挙動をよく説明しており、免震装置は設計で想定した免震効果を発揮したものと考えられる。

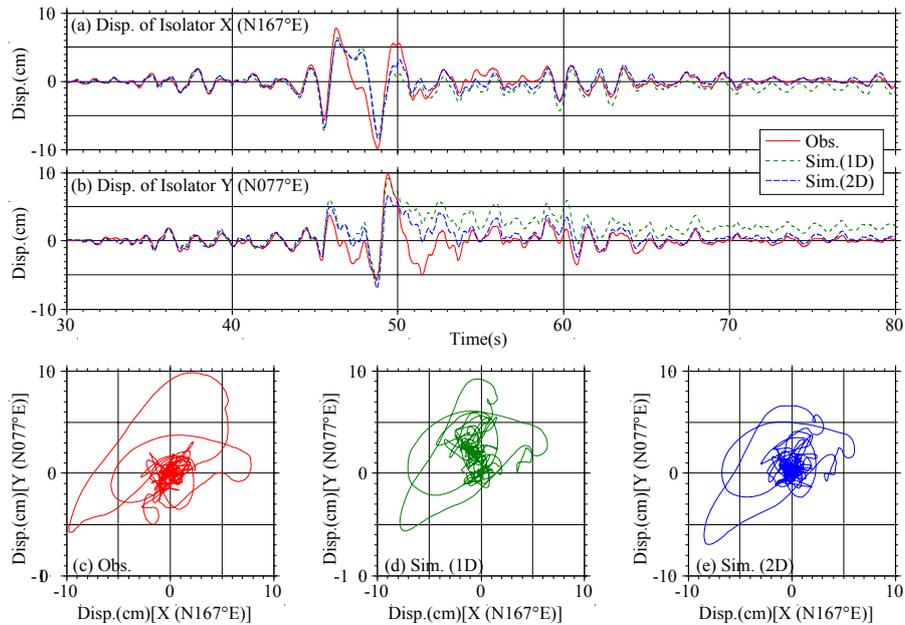


図7 免震層変位の観測結果と解析結果の比較

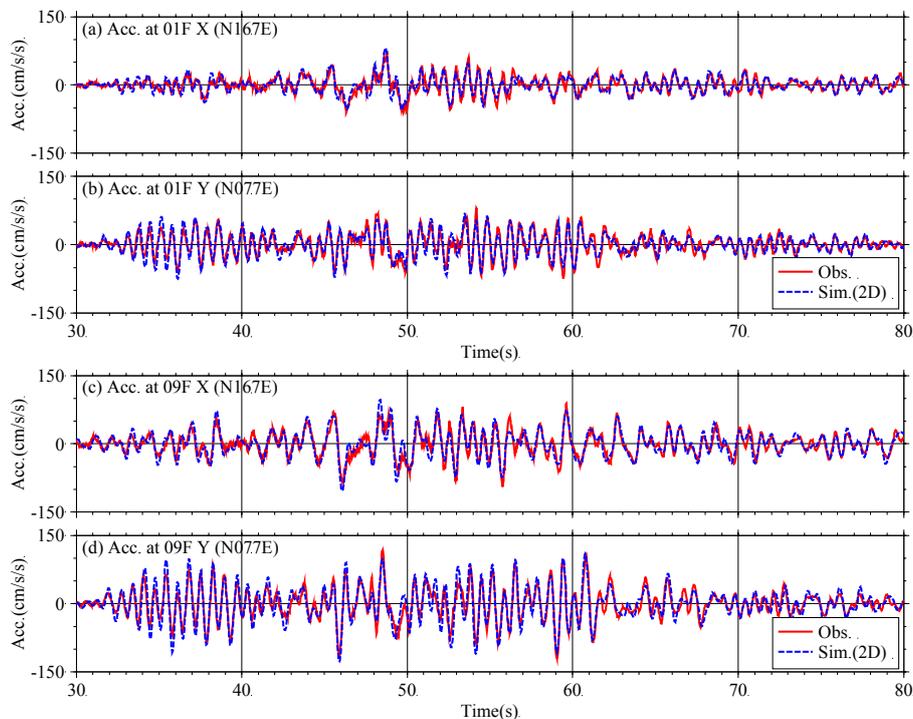


図8 1階(01F)及び9階(09F)の加速度応答の観測結果と解析結果(2D)の比較

4. 釧路合同庁舎の地震時の振動特性

釧路合同庁舎の免震装置は、鉛ダンパーと鋼棒ダンパーを採用し、その履歴吸収エネルギーによる減衰効果を期待している。このため免震装置の水平変位とせん断力の関係は非線形であり、入力地震動の大きさによって振動特性が異なることになる。本章では、2章で述べた89地震の強震記録を分析することにより、入力地震動の大きさによって釧路合同庁舎の振動特性がどのように変化するかを検討する。

4.1 解析モデルと解析手法

(1) 解析モデル

免震層を含めた非線形挙動を分析する前に、上部構造のみの振動特性を検討する。この場合は上部構造の1次固有振動に着目し、図9(a)に示すような1質点系に集約したモデルを仮定する。よく知られているようにこのモデルの振動特性は固有振動数 f_u と減衰定数 h_u で表される。

一方、免震層を含めた検討では、これに基礎部の質量と免震層の剛性と減衰を付加し、図9(b)のような2質点のモデルを考える。このとき、上部構造及び基礎の質量 m_u 及び m_b が既知とすれば、未知のパラメータは上部構造の剛性 k_u と減衰係数 c_u 、免震層の剛性 k_b と減衰係数 c_b の4つとなる。なお、以降の解析では減衰は減衰定数として扱い、下式の関係を保定している。

$$h_u = \frac{c_u \omega_1}{2k_u}, \quad h_b = \frac{c_b \omega_1}{2k_b} \quad (1)$$

ここで h_u 及び h_b は上部構造及び免震層の減衰定数で、 ω_1 は振動系の1次固有円振動数である。

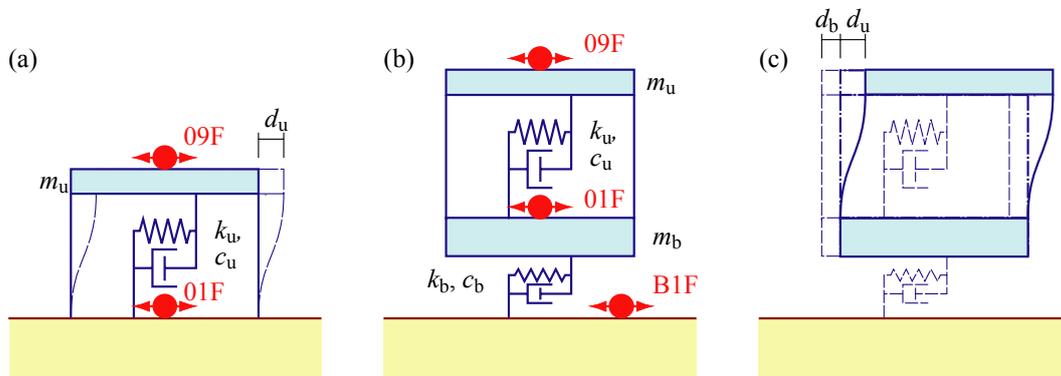


図9 振動特性の推定に用いる解析モデル

(2) 1質点系モデルの固有振動数と減衰定数の推定方法

1質点系モデルの振動特性の推定では、必要なパラメータが固有振動数 f_u と減衰定数 h_u の2つなので、単純な最急降下法²⁶⁾によるパラメータの探索を行う。最急降下法は単一の探索点を移動させながら最適解を見つける探索方法で、次の探索点は各パラメータの差分から決めている。最急降下法では解の近傍から探索を開始することが望ましい。このため適用に先立って、減衰定数を5%に固定して0.4 Hzから4 Hzの範囲を0.1 Hz刻みで全探索し、最も適合度の高い振動数と減衰定数5%を探索の開始点としている²⁷⁾。適合度は、応答変位の数値解析値と観測値の差の二乗の積分値で評価し、下式で定義する。結局下式の $f(\mathbf{x})$ が最も小さくなる f_u と h_u の組み合わせを求めることになる。

$$f(\mathbf{x}) = \frac{\int_{T_f} (d_u^s - d_u^o)^2 dt}{\int_{T_f} (d_u^o)^2 dt} \quad (2)$$

ここで d_u は応答変位(図9(a)参照)で、肩付きの s は探索した固有振動数と減衰定数を使った数値解析による変位であることを、 o は観測された変位であることを表す。また、 T_f は適合度を判定する時間区間で、 d_u が最大となる時間の前5秒と後15秒の計20秒間を採っている。

(3) 2質点系モデルの剛性と減衰定数の推定方法

2質点系モデルの振動特性の推定では、剛性と減衰定数を効率よく探索する手法として、進化戦略^{28), 29)}を採用する。進化戦略は遺伝的アルゴリズムと同様に生物の進化の過程から着想された多点探索のアルゴリズムで、(i)実数を直接探索する、(ii)突然変異を主要な探索点生成の手段としている、(iii)適合度の評価関数を定式化する必要がなく適用範囲が広い、などの特徴を有する。このため本例のように、シミュレーション結果からパラメータの優劣を判定する事例などで威力を発揮する。パラメータの数を減らしたほうが探索の効率と精度が向上すること、また主要な着目点が免震層の特性であることから、上部構造の減衰定数 h_u は3%に固定し、推定対象のパラメータを免震層の剛性 k_b 及び減衰 h_b と上部構造の剛性 k_u の3つとする。実際の探索では、各パラメータの初期値を想定し、探索対象の変数は初期値に対する比の常用対数とする。

$$x_1 = \log_{10}(k_b / {}_1k_b), \quad x_2 = \log_{10}(k_u / {}_1k_u), \quad x_3 = \log_{10}(h_b / {}_1h_b) \quad (3)$$

ここで x_1 、 x_2 及び x_3 は探索対象の変数、 ${}_1k_b$ 、 ${}_1k_u$ 及び ${}_1h_b$ は k_b 、 k_u 及び h_b の初期値を表し、剛性に関しては設計時の弾性剛性を採用する。また免震層の減衰定数の初期値 ${}_1h_b$ は5%とする。

あるパラメータの適合性は、数値計算による免震層の変位及び上部構造の変位の、観測変位との差の二乗積分値から評価する。適合度を表す関数 $f(\mathbf{x})$ を以下の式で定義する。最適なパラメータの組み合わせの探索は、この関数の最小化問題となる。

$$f(\mathbf{x}) = \frac{w_b \int_{T_f} (d_b^s - d_b^o)^2 dt + w_u \int_{T_f} (d_u^s - d_u^o)^2 dt}{w_b \int_{T_f} (d_b^o)^2 dt + w_u \int_{T_f} (d_u^o)^2 dt} \quad (4)$$

ここで d_b と d_u は免震層及び上部構造の相対変位(図9(c)参照)で、肩付きの s は探索したパラメータを使った数値解析による変位であることを、 o は観測された変位であることを表す。 w_b と w_u は d_b と d_u の振幅レベルを調整するための重み係数で、各最大変位の二乗が同じになるように設定する。また、 T_f は適合度を判定する時間区間で、建物頂部の基礎に対する相対変位 ($d_b + d_u$) が最大となる時間の前5秒と後15秒の計20秒間を採っている。

なお、推定されたパラメータを使った数値解析は線形の地震応答解析であり、得られた結果は最大応答振幅近傍の非線形挙動を含んだ等価な剛性と等価な減衰定数となる。

4.2 上部構造の振動特性

図9(a)のモデルを想定し、01F の記録を入力に、09F の記録を出力に採って最急降下法によって推定した上部構造物の1次固有振動数 f_u 及び減衰定数 h_u と最大相対変位 $d_{u, \max}$ の関係を図10に示す。図10の左の図(a)と(c)が固有振動数を、右の図(b)と(d)が減衰定数を表す。また、上の図(a)と(b)は横軸に観測期日を、下の図(c)と(d)は横軸に09F の01F に対する相対変位を採っている。菱形の記号(◇)は X 方向に、正方形の記号(□)は Y 方向に対応する。また図の(c)と(d)では、十勝沖地震以前の地震の推定値を◇と□の記号で、以降の地震の推

定値を◇と□の記号で示している。

図の(a)から判るように、当初上部構造の固有振動数は1.2 Hz 程度であったが、2005年には1.0 Hz 強に低下している。詳細に見ると、2003年十勝沖地震を契機に固有振動数の低下が進んだと判断できる。これは図の(c)にも、十勝沖地震の前後での振幅依存性の傾向の明瞭な差異として表れている。

一方、減衰定数に固有振動数ほど明瞭な特徴は観察できないが、図の(b)や(d)を見ると、十勝沖地震の後のほうが、前に比べて減衰が若干大きめに推定されている。全記録の平均を採ると、上部構造物の減衰定数はX方向で3.0%、Y方向で2.4%となる。

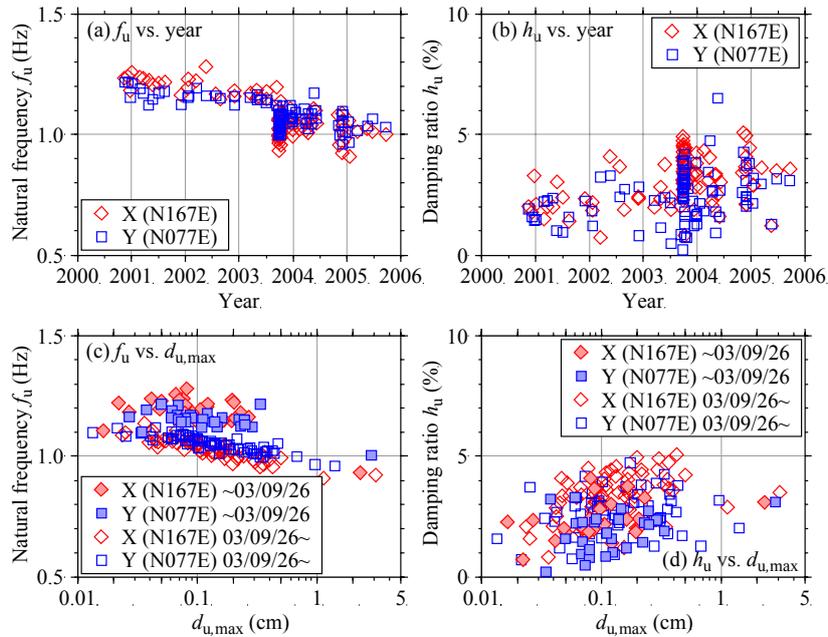


図10 推定された上部構造の1次固有振動数 f_u (左)と減衰定数 h_u (右)

4.3 免震層の剛性と減衰定数の推定

次に免震層の剛性 k_b 及び減衰定数 h_b と、上部構造の剛性 k_u を進化戦略によって推定する。図9(b)の解析モデルを想定し、各質点の質量 (m_u と m_b) と上部構造及び免震層の剛性の初期値 (k_u と k_b) は表3のように設定し、(4)式の値が最も小さくなるパラメータ (k_b 、 h_b 及び k_u) の探索を行う。上部構造の質量と剛性は、表2に示した10質点系せん断モデルのモード解析結果から、1次モードの等価質量及び等価剛性を求めて採用している。また免震層の剛性は、図6に示した各装置の初期剛性の和である。免震層の減衰定数の初期値は5%とし、免震層の剛性、上部構造の剛性ととも最適化の対象とする。一方、上部構造の減衰定数 h_u は、4.2節の上部構造に対する振動特性の推定から2.4%から3%との結果が得られているので、3%に固定する。なお、観測変位の算出に当っては、2質点系モデルの1次(初期モデルで0.7Hz)及び2次(同じく2.1Hz)の振動数成分を抽出するため、0.25Hz から2.5Hz が通過するバンドパスフィルターを用いている。

表3 2質点系解析モデルの質量と剛性の初期値

i	質点質量 m_i (10^6 kg)	剛性 k_i (10^6 N/m)	
		X方向	Y方向
u	20.198	732	778
b	10.409	972	972

数値解析結果の一例として、2003年十勝沖地震の X 方向の記録に対して推定された剛性と減衰定数を用いた数値解析による応答変位と、観測記録から積分して得られた応答変位の比較を図11に示す。図の(a)が上部構造の相対変位 d_u 、図の(b)が免震層の相対変位 d_b 、図の(c)が頂部の基礎に対する相対変位 ($d_b + d_u$) で、それぞれ実線が観測結果を、破線が解析結果を表す。ここでやっている解析は等価剛性と等価減衰を用いた線形地震応答解析であるが、免震装置の最大変位が10cm(800φの積層ゴムのせん断歪 $\gamma_{800\phi}=64\%$)を超え、ダンパーが非線形領域に至るような事例でも応答変位を良く説明している。ちなみに、このとき推定された免震層の剛性は初期剛性の0.27倍、減衰定数は34.7%であった。

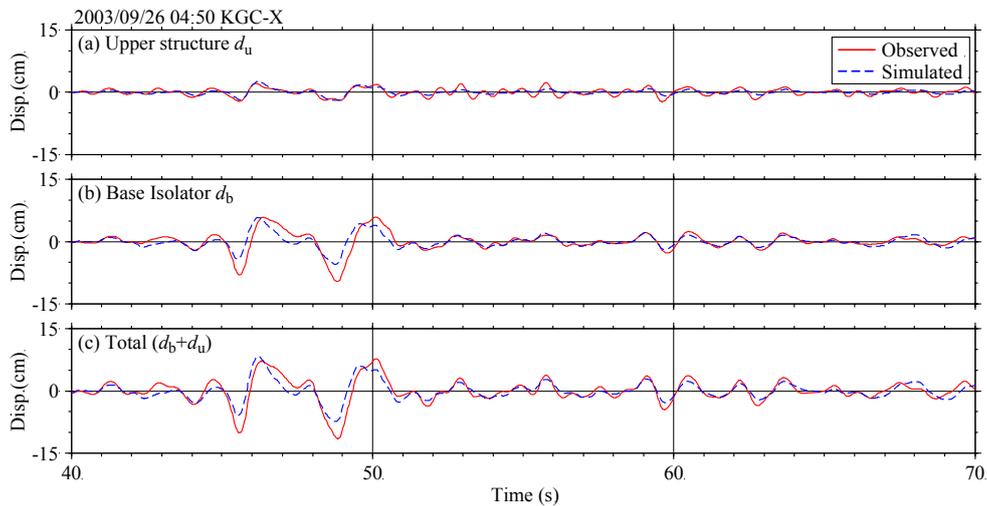


図11 推定された剛性と減衰定数を使った数値解析と観測の変位の比較

図12に全89の強震記録から推定されたパラメータを示す。図12(a)は免震層剛性の初期値に対する比 ($k_b / {}_1k_b$)、図12(b)は免震層の減衰定数 (h_b)、図12(c)は上部構造の剛性の初期値に対する比 ($k_u / {}_1k_u$) を表し、それぞれ横軸には免震層の最大変位 $d_{b,max}$ を採っている。各剛性の初期値は表3に示した値であり、図中の記号の意味は図10と同様である。図12(a)の破線は免震層の理論的な等価剛性 k_{eq} の初期剛性に対する比 $k_{eq} / {}_1k_u$ と $d_{b,max}$ の、図12(b)の破線は理論的な等価減衰定数 h_{eq} と $d_{b,max}$ の関係を表している。等価剛性 k_{eq} は、鉛ダンパーと鋼棒ダンパーをそれぞれ完全バイリニア型にモデル化し、最大変位 $d_{b,max}$ を生じるときの変位とせん断力の関係から求めている。また等価減衰定数 h_{eq} は、各ダンパーの塑性吸収エネルギーの和と免震層全体の最大ポテンシャルエネルギーの比から算出している。

図12(a)の $k_b / {}_1k_b$ と $d_{b,max}$ の関係に着目すると、推定された剛性の比は小振幅領域から大振幅領域まで両対数軸上で直線的に低下している。等価剛性 k_{eq} の算定では小振幅領域は線形挙動を想定しているため、最大振幅が0.2 cm(800φの積層ゴムのせん断歪 $\gamma_{800\phi}=1.3\%$)以下の事例では対応がよくない。一方0.2 cm より大きな最大振幅の場合は剛性の推定結果と理論的な等価剛性の対応は改善され、最大振幅が約10 cm($\gamma_{800\phi}=64\%$)の十勝沖地震では両者はほぼ一致している。

一方、図12(b)を見ると、最大変位振幅が1 cm($\gamma_{800\phi}=13\%$)以下の小振幅領域で、観測記録から推定した免震層の減衰定数は5%から20%と大きな値を示している。設計では各ダンパーが線形領域に留まるような小さな振幅(振幅0.67cm 以下)では履歴減衰を期待しておらず、その結果推定値 h_b と理論的な等価減衰定数 h_{eq} に大きな差が生じている。一方、最大変位が2 cm($\gamma_{800\phi}=26\%$)を超える場合の h_b は、 h_{eq} とよい対応を示し、十勝沖地震では h_b は h_{eq} にほぼ一致している。

また、図12(c)の上部構造の推定された剛性の初期剛性に対する比 $k_u / {}_1k_u$ の変化に着目すると、全体的に振幅の増加に伴い剛性が低下する傾向が認められるが、低下の割合はそれほど大きくない。小振幅時の上部構造の剛性は初期値にほぼ一致しているが、十勝沖地震のような大きな地震時には、剛性が初期値の0.8倍程度に低下している。また十勝沖地震後の $k_u / {}_1k_u$ は地震前の値に比べて小さくなっており、前節の結果と調和的

である。

実地震時の免震装置の小振幅時の動的特性について現時点では不明な点も多いが、本事例と同じように積層ゴム支承、鉛ダンパー及び鋼棒ダンパーからなる免震装置を有する建物で、0.01cm から0.1cm 程度の振幅で10%から20%の減衰定数が推定されたとの報告がある¹⁸⁾。また、やはり積層ゴム支承、鉛ダンパー及び鋼棒ダンパーを有する物件の静的加力実験結果から、0.5cm の変位で13%から18%の等価減衰定数の推定結果も報告されている³⁰⁾。設計では弾性として扱う小さな変形時(本建物の場合0.67cm 以下)でも、積層ゴムや鉛ダンパーの履歴特性、あるいは上部構造と下部構造の接触部分の摩擦などの要因で、大きな減衰効果が生じている可能性がある。

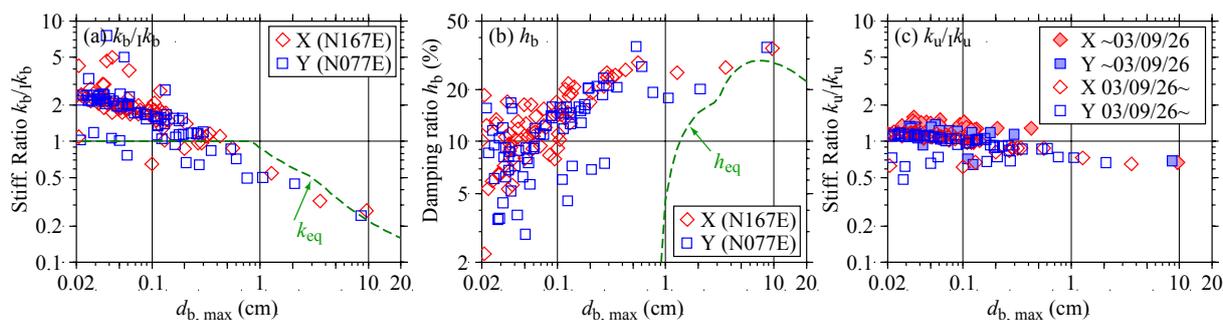


図12 推定された k_b / k_{b0} 、 h_b 及び k_u / k_{u0}

5. 結論

北海道東部はしばしば大きな地震に見舞われる地域であり、また釧路合同庁舎は国の庁舎に免震構造が導入された草分け的な存在である。このため建築研究所は釧路合同庁舎の竣工当時から地盤と庁舎建物を対象とした強震観測を行っている。2000年の観測開始以来5年間に、2003年十勝沖地震を始めとして、多くの貴重な強震記録を得ることができた。

十勝沖地震で釧路合同庁舎は、地表上の最大加速度で260 cm/s²、最大速度で37 cm/s に達する大きな地震動を受けた。PS 検層結果から得られた卓越振動数や中小の地震記録の分析結果と比べて、この地震では表層地盤の卓越振動数の低下が認められた。また免震層の最大層間変位は10cm を超え、地表から上部構造に至る伝達関数からは1次固有振動数の低下と大きな見かけ上の減衰効果が認められ、免震層は非線形挙動を示しているものと推察された。この結果を受けて行った多質点系せん断モデルを用いた非線形応答解析結果からは、免震装置は設計時に想定した性能を発揮したことが確認された。

過去に観測された震度2以上の89地震の強震記録を対象とした上部構造の振動特性の推定結果からは、最大振幅の増加に伴って若干固有振動数が低下する、固有振動数の振幅依存性が確認された。また、十勝沖地震後の上部構造の固有振動数は地震前の値に比べて低下しており、大きな地震を経験することによる特性の変化が認められた。一方、上部構造の減衰定数に明瞭な傾向は見られず、平均的な上部構造の減衰定数は2.4%から3%程度と推察される。

免震層を加えた2質点系のモデルを用いた場合の免震層の剛性と減衰定数の推定結果は、免震層の変位が2 cm を超えるような大きな振幅の事例では理論的な値と良い対応を示した。一方、小振幅時の免震層の剛性と減衰定数は理論的な値と違いが見られる。通常耐震性の検討は大振幅時の挙動を対象として行われるため、本論文で得られた結果は、設計で想定した免震装置の挙動が妥当であることを裏付けるものである。ただし、小振幅時の振動特性、特に大きな値を示した減衰についてはその要因について、更に検討が必要である。

以上見てきたように、強震観測記録の分析によって、免震建物の剛性や減衰定数に代表される振動特性の推定を行い、妥当な結果を得ることができた。近年免震構造は急速に普及が進んでおり、近年各地で頻発した地震によって、貴重な観測記録が得られている。しかしながら、設計で想定しているレベル1を超えるよう

な地震動を経験した例は数例であり、また免震構法の多様性を勘案すれば、観測記録の蓄積が十分とは言い難い。今後とも強震観測等を通じた資料の蓄積と分析が必要であると考える。

謝辞

本稿をまとめるにあたり、国土技術政策総合研究所飯場正紀博士には貴重なご助言を頂いた。また釧路合同庁舎の強震観測に当たっては、北海道開発局及び北海道開発局釧路開発建設部の多大なご協力を頂いている。ここに記して関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 多田英之, 高山峯夫, 山口昭一, 多田羅史郎, 他: 免震構造に関する実物研究 (その1)~(その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, 1983年9月, pp.887-892
- 2) 中村康一, 猿田正明, 岡田敬一, 田村和夫, 他: 免震構法に関する実証実験(その1)~(その3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, 1987年10月, pp.767-772
- 3) 日本建築センター: 免震構造建築物—その技術開発と地震観測結果, 1992年11月
- 4) 日本建築センター: 免震構造建築物—その技術開発と地震観測結果(Part.2), 1995年9月
- 5) 日本建築センター: 免震構造建築物—その技術開発と地震観測結果(Part.3), 1997年9月
- 6) 西永雅一, 西川宏之, 甲斐誠, 他: 観測地震動記録に基づく地盤・建物の振動性状 その1~その3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 1995年8月, pp.527-532
- 7) 長田勝幸, 川田公裕: 免震建物の兵庫県南部地震による効果(郵政省 WEST ビル), 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 1995年8月, pp.631-632
- 8) 鹿嶋俊英, 藤田久志, 伊藤昭浩, 関弘義, 羽沢昭宗: 2003年十勝沖地震における釧路合同庁舎の地震時応答 その1~その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 日本建築学会., 2004年, pp.265-268
- 9) 伊澤清治, 寺田均, 大西良広: 2003年十勝沖地震における釧路市内の免震病院の挙動 その1~その3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2004年8月, pp.269-274
- 10) 石丸修二, 関弘義, 羽沢昭宗, 藤堂正喜, 松本喜代隆: 釧路市に建つ免震建物の静加力実験と2003年十勝沖地震時の動的挙動 その2 観測記録と建物の動的特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2004年8月, pp.277-278
- 11) 鈴木芳隆, 竹中康雄, 斎藤一, 漆崎隆: 2003年十勝沖地震における釧路市内免震事務所ビルの地震挙動について その1 地震観測記録, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2004年8月, pp.279-280
- 12) 加藤貴司, 境茂樹, 伊藤嘉朗: 2003年十勝沖地震による釧路市に建つ免震病院の応答, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2004年8月, pp.283-284
- 13) 太田俊也, 溜正俊, 鴫田隆, 河本慎一郎, 吉村智昭, 細澤治: 平成16年(2004年)新潟県中越地震における小千谷市内の免震建物の挙動 その1~その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2005年9月, pp.653-656
- 14) 松田泰治, 入江達雄: 福岡県西方沖地震における大名地区の免震建物の挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2005年9月, pp.663-664
- 15) 尻無濱昭三, 林郁夫, 森本仁: 2005年福岡県西方沖地震における福岡市内の免震建物の地震時挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2005年9月, pp.665-666
- 16) 中村充, 竹脇出, 安井譲, 上谷宏二: 地震観測に基づく免震建物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, B-2, 1998年9月, pp.707-708
- 17) 加藤貴司, 伊藤嘉朗, 木本幸一郎, 杉山誠: 寒冷地に建つ免震病院の地震観測(その2)地震観測記録による振動パラメータの推定と地震応答シミュレーション解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 1999年9月, pp.811-812
- 18) 内山正次, 安達直人, 引田智樹, 大熊武司: 神奈川大学23号館(免震棟)の地震時挙動 その2. 免震層の地震時復元力特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2002年8月, pp.569-570

- 19) 本橋元二郎, 栗田哲, 杉村義広, 豊嶋学, 林田敏弘: 地震観測記録に基づく13階建免震共同住宅の応答性状 その4. LRB の挙動とサブストラクチャ的システム同定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2003年9月, pp.507-508
- 20) 古川忠稔, 伊藤雅史, 小野聡子, 橘英三郎: 実地震観測記録を用いた2棟の免震建物動特性の同定, 日本建築学会構造系論文集, No.558, 2002年8月, pp.117-124
- 21) 沢辺浩, 本橋元二郎, 栗田哲, 杉村義広, 豊嶋学, 林田敏弘: 地震観測記録に基づく13階建免震共同住宅の応答性状 その3 水平2方向入力の影響とシステム同定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2002年8月, pp.553-554
- 22) 後藤航, 杉山佳孝, 鯉淵崇任, 他: 地震応答記録に基づいた免震装置の復元力モデルのシステム同定 その1~その3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2005年9月, pp.293-298
- 23) 塚野和臣, 伊藤昭浩, 谷口和久, 羽沢昭宗, 関弘義, 人見泰義: 寒冷地に建つ免震建物に設置された免震部材の環境温度測定, 日本建築学会技術報告集, No.16, 2002年12月, pp.135-140
- 24) 鹿嶋俊英, 大川出, 小山信: 釧路地方気象台と釧路地方合同庁舎との地震動の特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 日本建築学会, B-2, 2001年9月, pp.67-68
- 25) 和田章, 木下: MSS モデルを用いた柱降伏型の建物の立体振動解析 その1~その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 日本建築学会, 1985年10月, pp.313-316
- 26) 尾智晴: 最適化アルゴリズム, 昭晃堂, 2000年5月
- 27) 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, No.22, 日本建築学会, 2005年12月, pp.163-166
- 28) Bäck, T., D. B. Fogel and Michalewicz ed.: Evolutionary Computation 1, Institute of Physics Publishing, 2000.5
- 29) 日本ファジィ学会編集: ファジィとソフトコンピューティング, 共立出版, 2000年9月
- 30) 松本喜代隆, 関弘義, 羽沢昭宗, 藤堂正喜, 千葉脩: 釧路市に建つ免震建物の静加力実験と2003年十勝沖地震時の動的挙動 その1 竣工時における静加力実験と常時微動測定, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 2004年8月, pp.275-276

(受理 : 2005年11月29日)

(掲載決定 : 2006年2月21日)

Dynamic Behavior of a 9-Storey Base Isolated Building Estimated from Strong Motion Records

KASHIMA Toshihide¹⁾ and KITAGAWA Yoshikazu²⁾

1) Member, Senior Research Engineer, Building Research Institute

2) Member, Professor, Faculty of Science and Technology, Keio University, Dr. Eng.

ABSTRACT

Building Research Institute (BRI) is conducting strong motion observation of a base isolated building in Kushiro City, Hokkaido. A number of valuable strong motion records including the record from the 2003 Off-Tokachi Earthquake have been obtained since the building was completed in 2000.

From the analysis of the strong motion records from the Off-Tokachi Earthquake, the non-linear behavior of the surface

geology and the base isolation device was recognized. The performance of the base isolation device, which consists of natural rubber bearings, lead dampers and steel dampers, was verified through the seismic response analysis using a multi-degree-of-freedom system model.

The result of the analysis estimating the natural frequency and the damping ratio of the upper structure showed amplitude-dependency of the stiffness. The natural frequency decreased as the maximum displacement of the upper structure increased. In addition, the difference in the natural frequencies between the cases before and after the Off-Tokachi Earthquake was found out.

The estimation of the stiffness and the damping ratio were made using a model with the base isolated storey. The result showed good agreement with the equivalent stiffness and the equivalent damping ratio evaluated from the hysteresis characteristics of the base isolation devices in large displacement range.

Keywords: Strong Motion Observation, Base Isolation, Dynamic Characteristics of Building, Equivalent Stiffness and Damping Ratio, Evolution Strategies