強震観測に基づく免震構造の上下解析モデルの検証と 動的相互作用の簡易評価法

VALIDATION OF VERTICAL RESPONSE MODEL OF SEISMICALLY ISOLATED STRUCTURE BASED ON STRONG MOTION OBSERVATION AND SIMPLE EVALUATION METHOD OF DYNAMIC SOIL-STRUCTURE-INTERACTION

木下 貴博^{*1}, 佐藤 利昭^{*2}, 永野 正行^{*3}, 北村 春幸^{*3}

*Takahiro KINOSHITA, Toshiaki SATO, Masayuki NAGANO
and Haruyuki KITAMURA*

This study investigates the vertical responses of seismically isolated buildings by considering the dynamic soil-structure-interaction (SSI) and the vibration of the long-span beam. We first construct a two-dimensional moment-resisting frame model by simultaneously considering the beam vibration and the SSI for a base isolated seven-story building by comparing observation records. As a practical application of vertical response analysis, we tested base-fixed frame models with the equivalently added damping to incorporate the SSI effect. The coupling effects with SSI can be adequately evaluated by adding a damping factor to columns when the frequency ratio to multi-mass model is less than 0.8.

Keywords : *seismically isolated structure, vertical response, dynamic soil-structure-interaction, beam vibration, strong motion observation, equivalent damping*

免震構造, 上下応答, 地盤との動的相互作用, 梁振動, 強震観測, 等価減衰

1. はじめに

基礎位置のアイソレータにより水平動を絶縁する免震構造の水平地震応答は、地盤との動的相互作用による慣性効果が小さいため、地盤ばねとの連成効果が小さいものとされている。一方、上部構造を支持するアイソレータの鉛直剛性は、水平方向の1000倍以上と高く（例えば^{1)~3)}、非免震構造と同様に上下方向の応答増幅が避けられない⁴⁾。また、上部構造の鉛直剛性も大きいと、地盤との動的相互作用の影響も現れやすい⁵⁾。上下動に対する免震構造の応答評価は、アイソレータの軸力などの評価に必要不可欠であり、動的相互作用の影響を簡便かつ精度良く取り入れる方法が求められる。

上下動に対する免震構造の応答評価では、鉛直部材の軸剛性のみを考慮した単軸の多質点モデルから、梁や柱を1本1本モデル化したフレームモデル（例えば^{6)~7)}まで、検討目的に応じた解析モデルが選ばれている。動的相互作用の影響は、これら基礎固定モデルの基部に動的地盤ばねを付与して考慮され、上下地盤ばねの評価にはRandolph & Wroth⁸⁾に基づく簡易評価法^{9),10)}から、有限要素法や薄層法に代表される詳細法¹¹⁾まで、様々な提案がある。一方、フレームモデルを用いた免震構造の上下応答について動的相互作用を考慮した検討事例は少なく、殊に強震記録等を用いた実証的な検討は十分とは言えない。

免震構造の上下応答について、動的相互作用の影響を検討した研究のうち（例えば^{5),12)}、強震記録に基づく実証研究には瓜生ら¹³⁾、永野ら¹⁴⁾の研究が挙げられる。瓜生らは、基礎固定モデルに適切な減衰を設定することで動的相互作用の影響を等価に評価する方法を、

永野らは、シミュレーション解析に基づく動的地盤ばねの定数化を示している。しかし、これらを含む実証研究の中に、梁やスラブの局所振動を考慮した際、動的相互作用の影響を如何に取り入れるかを検討した事例は認められず、強震記録に裏付けされた評価法の確立が必要と言える。

本論文では、強震観測を実施する7階建ての実免震建物の上下応答を対象に、梁振動が評価可能で、かつ地盤との動的相互作用を考慮した2次元フレームモデルを構築し、動的相互作用の影響を等価に評価する方法を提案する。最初に、強震観測記録より得られる伝達関数を基に、解析モデルの妥当性を検証する。次に、動的相互作用を考慮した梁振動の影響を調べるため、梁の曲げ剛性と上下地盤ばねを変動因子とした数値実験を行うとともに、梁振動を含む上部構造の応答性状を分析し、アイソレータの軸力に与える影響を調べる。最後に、動的相互作用の影響を簡便かつ精度良く取り入れることができるように、基礎固定モデルに等価減衰を付与する簡易評価法¹³⁾を2次元フレームモデルに拡張し、その等価減衰の設定方法と適用範囲について検討する。

2. 対象建物と強震観測の概要

2.1 対象建物の概要

本論文で対象とする建物は、東京理科大学野田キャンパスに所在する地上7階建ての免震建物で、2003年に竣工後、2004年から強震観測を実施している¹⁵⁾。Fig. 1には建物概要として、建物の外観とともに免震層と第1層の平面図、および下部構造を含む軸組図に

*1 東京理科大学大学院理工学研究科建築学専攻 大学院生

*2 東京理科大学理工学部建築学科 助教・博士(工学)

*3 東京理科大学理工学部建築学科 教授・博士(工学)

Graduate Student, Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science

Assist. Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

Fig.1 Outline of the building and location of strong-motion seismograph

強震計の設置位置を付記して示してある。上部構造は、RC 造のラーメン架構で、短辺方向の 15 m スパン梁にはプレストレスを導入してある。免震層は、天然ゴム系積層ゴム (NRB) 計 34 基、鉛プラグ入り積層ゴム (LRB) 計 10 基、弾性すべり支承 (SLR) 計 4 基、および鋼材ダンパー (SD) 22 基から構成され、Fig. 1 (b) に示す数値 500 ~ 1000 は各支承の直径を意味する。下部構造は杭基礎で、埋め込み深さ 3.45 m の基礎に、GL-38.2 m にある N 値 50 以上の第 2 種地盤を支持層とする鋼管杭 48 本が固定されている。

2.2 強震観測の概要

強震計は、上部構造 4 点、免震層内に 4 点、地盤 3 点の計 11 点に設置されている。各観測点は Fig. 1 に示した通りで、上部構造の 4 点が 1 階と 7 階に各 2 点、共に X1・X12 通りの柱の脚部である。免震層の 4 点は、上部構造と対応する X1・X12 通りの 2 点に、Y1・Y4 通りの中央付近の観測点を加えたものである。地盤系は、GL-1.0 m に 2 点で、1 点が建物近傍、もう 1 点が建物から 20 m 離れた位置にある。このうち後者は、地盤内の鉛直アレー観測として、GL-1.0 m の観測点に加え、支持層の GL-38.2 m にも強震計が設置され、本検討で用いる地盤系の記録はこれら 2 点の記録である。なお、GL-38.2 m の記録は、地中に埋め込む過程で設置角がずれることが予想されるため、GL-1.0 m の記録と長周期成分が一致するように、3 軸の回転角度補正¹⁶⁾を行った。

2.3 対象地震の選定

対象建物では、観測開始から現在までの約 10 年間で、データが上書きされた 2011 年 3 月 11 日の空白期間を除き、500 地震以上

の建物一地盤系の強震記録が得られている。このうち、本検討で用いる強震記録は Table 1 に示す 5 つとした。Fig. 2 に、各地震の震央と対象建物の位置関係および GL-1.0 m における X 方向の加速度時刻歴を示す。強震記録の選定には、比較的規模が大きく長周期成分が小さくないこと、地盤と構造物、特に免震層の非線形性が現れない範囲として、GL-1.0 m で水平方向の最大加速度が 30 cm/s^2 程度であることを考慮した。Fig. 3 に示す鉛直アレー間の水平 2 成分の伝達関数 (GL-1.0 m / GL-38.2 m) から確認できるが、この選定範囲において、各地震の差異は認められなかった。

以降では上下応答に着目するため、これら 5 つの強震記録の上下成分から各部の伝達関数を求め、その結果を基に解析モデルの検証を進める。観測点は、免震層を含む建物内で X12 通りの 3 点と、鉛直アレー観測を実施する 2 点のうち、GL-1.0 m の 1 点のみとした。これら 4 点の加速度時刻歴よりフーリエスペクトルを求め、バンド幅 0.2 Hz の Parzen window で平滑化した上で、伝達関数と位相差として上部構造 (7F / 1F)、免震層を含む建物全体 (7F / PIT)、有効入力動 (PIT / GL-1.0 m)、建物全体の相互作用の影響 (7F / GL

Table1 List of earthquakes

epicenter	date	JMA magnitude	distance from the building(km)	maximum acceleration(cm/s^2)		
				GL-1.0m		
				X	Y	Z
Northern Nagano	12, March, 2011	6.7	158	27.9	16.6	7.72
Fukushima Nakadori	12, April, 2011	6.4	131	17.2	20.7	12.8
Fukushima Hamadori	13, April, 2011	5.7	84	19.9	17.3	6.63
Fukushima Oki	31, July, 2011	6.5	129	19.2	16.9	19.1
Torishima Kinkai	1, January, 2012	7.0	517	21.5	17.1	11.0

Fig.2 Epicenter of earthquakes and accelerograms at GL-1.0m

Fig.3 Amplification of horizontal motions at borehole array observation (GL-1.0m/GL-38.2m)

ー1.0 m) を記録毎に求めた。解析モデルの検証には 5 つの記録に対するこれらのアンサンブル平均を用いる。また、各地震の加速度時刻歴の P 波到達後から S 波到達までを目視で読み取り、同様に伝達関数を評価したが、全時刻を用いた結果と大きな違いがなかったため、以降に示す伝達関数は、全時刻の加速度時刻歴より評価した結果である。なお、当該地点で最も振幅の大きい記録を用いた検討を別途実施したが、上記検討結果との違いは小さかった (付録)。

3. 2次元フレームモデルの構築と妥当性の検証

3.1 解析モデルの概要

本研究で対象とする免震建物は、既に佐藤らの検討によって、3次元フレームモデルによる詳細なモデル化が成されている⁶⁾。一方、このモデルは自由度が多いため数値実験には不向きで、特に各部の影響を精査する上では、自由度を制限したモデルの構築が必要であった。本検討では、梁振動が再現可能で、かつ最小限の自由度で構成される 2 次元フレームモデルを構築する。

解析モデルは、観測点に併せて対象建物の X12 通りを取り出したモデルとした。概要は Fig. 4 に示す通りで、同図中の★印は、建物内の観測点と対応し、以後の検討は、これらの位置で得られる解析結果を記録と比較する。解析モデルでは Y1 ~ Y4 通りの柱位置と上部構造で各階床位置および免震層で Fig. 4 に PIT と記したマットスラブ位置との交点に、Z 方向 1 自由度の質点を設けた。これらの質量は設計図書を基に定め、マットスラブ位置の質点には、1F 床と同等の質量を仮定した。Y 方向の質点間は、マットスラブが剛、上部構造が曲げせん断棒で結ばれ、スパン長に応じて 3 分割または 4 分割する中間質点を設けた。中間質点の自由度は、Z 方向と X 軸回りの回転の 2 自由度で、これにより梁振動を考慮する。

Z 方向の質点間は、上部構造が柱、免震層がアイソレータの特性に基づく単軸ばねで、マットスラブ位置の質点と固定点も、同じく単軸の上下地盤ばねで結んだ。

動的相互作用の影響を評価する上下地盤ばねは、Randolph による杭周上下地盤ばねと杭先端上下地盤ばねを基に評価した^{9),10)}。地盤物性は、Table 2 に示す PS 検層結果より定め、材料減衰は 0.02 とした。得られた地盤ばねは、群杭を 1 本のばねに置換した結果であるため、これを杭本数 48 で除し、杭 1 本当たりの上下地盤ばねとした。上下地盤ばねの振動数依存性は Fig. 5 に示す通りで、実部は振動数に依存しない一定値である。一方、虚部は振動数に依存するため、基礎固定時の 1 次固有振動数に対して減衰係数を定め、ここではダッシュポットに置換して評価した。以降では、Fig. 4 に示すモデルを連成モデル、上下地盤ばね直上の PIT の 4 質点を固定したモデルを基礎固定モデルと呼び、順にモデルを構築する。

3.2 解析条件

応答解析は、基礎固定モデルに有効入力である PIT の記録を、連成モデルに GL-1.0 m の記録をそれぞれ入力し、各モデルの妥当性を検証する。GL-1.0 m の記録は、隣接する建物の影響を含む可能性もあるが¹⁴⁾、全体の動特性には影響しないこと、また後述する

Fig.4 Outline of vertical response analysis model

Table2 Soil properties

stratum	thickness h(m)	density $\rho(\text{ton/m}^3)$	$V_s(\text{m/s})$	$V_p(\text{m/s})$
① loam	7.80	1.63	120	1554
② sand	12.8	1.74	194	1547
③ clay	15.3	1.74	230	1568
④ clayey sand	4.00	1.80	250	1379
⑤ sand and mud	23.1	1.75	289	1471
⑥ sandy clay	25.2	1.80	318	1660
⑦ sand	16.9	1.80	403	1779
⑧ gravel	3.50	1.80	510	2050

V_s : S-wave velocity
 V_p : P-wave velocity

Fig.5 Dynamic soil spring in vertical direction

ように杭基礎による入力損失の影響は小さいことを確認したことから、本研究では GL-1.0 m の記録を基礎入力動と等価とする。入力した記録の 1 例として、2011 年 3 月に発生した長野県北西部地震の PIT と GL-1.0 m の加速度時刻歴を Fig. 6 に、擬似速度応答スペクトル ($h=5\%$) を Fig. 7 に示す。なお、以降の応答解析は時間領域で行い、数値積分には Newmark- β 法を用いた。時間刻みは $1/500$ s である。構造減衰は、観測記録を再現できるように決定したもので、1 次固有周期に対して $h=4\%$ の剛性比例型とし、連成モデルのアイソレータも同様に評価した。 $h=4\%$ とした減衰定数は、既往研究でも同程度の減衰が用いられていること^{14),17)}、また本稿では対象としない X1 通りに対する検討でも同一の減衰定数が必要であったことから、この設定が適当と判断した。

Fig.6 Acceleration time histories (Northern Nagano)

Fig.7 Pseudo velocity response spectrum ($h=5\%$, Northern Nagano)

3.3 基礎固定モデルの検証

Fig. 8 には、解析結果と観測記録を比較した結果が示してある。同図には 2 種類の解析結果が示してあり、1 つは設計図書に従ったモデル、もう 1 つは観測記録を再現するため、部材剛性を調整したモデルによる結果である。同図より、調整後の結果は、梁振動と考えられる複数のピークを概ね再現できており、全般的な両者の特性も調和的である。

剛性の調整は、設計図書の断面性能を等倍として Table 3 に示す倍率を乗じることで行い、積層ゴムの鉛直剛性で 1.5 倍、柱の鉛直剛性で等倍または 2.0 倍、梁の曲げ剛性で 2.0 ~ 3.0 倍とした。これは、外構面に設置されている PC 壁の影響やスラブによる梁の

Fig.8 Comparison of transfer functions between observation and analysis of base-fixed model

曲げ剛性の増大を考慮したもので、Fig. 1 から確認できるように、モデル化の対象とした X12 通りには、15 m と 9.9 m スパン梁の上に非構造部材の PC 壁が設置されている。変形領域が小さい上下応答を対象としている本検討において、これら PC 壁が架構の鉛直剛性および梁の曲げ剛性の増大に大きく影響したと考えられる。Table 3 (a) に示す Y3, Y4 通りの 1F では、エントランス確保のため PC 壁が設置されていないことから等倍とした。積層ゴムの鉛直剛性には、微小変形領域での剛性増大が影響したものと推察される。続く連成モデルの上部構造は、これらの剛性を調整した結果に基づくものである。

Table3 Magnification of each members

(a) column					(b) beam			
story	Y1	Y2	Y3	Y4	floor	15m beam	11.6m beam	9.9m beam
7	2.0	2.0	2.0	2.0	8	2.0	2.0	2.0
6	2.0	2.0	2.0	2.0	7	3.0	3.0	3.0
5	2.0	2.0	2.0	2.0	6	2.5	3.0	3.0
4	2.0	2.0	2.0	2.0	5	2.5	3.0	3.0
3	2.0	2.0	2.0	2.0	4	3.0	2.0	2.0
2	2.0	2.0	2.0	2.0	3	2.0	2.0	2.0
1	2.0	2.0	1.0	1.0	2	2.5	2.0	2.0
PIT	1.5	1.5	1.5	1.5	1	no change	no change	no change

3.4 連成モデルの検証

連成モデルによる解析結果と観測記録の比較として、GL-1.0 m を入力とする PIT および 7F の伝達関数と位相差を Fig. 9 にまとめて示す。同図 (a), (b) に示す伝達関数では、10 Hz 以降の高振動数帯域で、解析結果が観測記録に対してやや過大評価となるが、(b) に示す 7F / GL-1.0 m では、7.5 Hz 付近に見られるピーク振動数や 8 Hz 付近の谷が良く対応している。位相差に着目しても、多少のばらつきは認められるものの、観測記録とは概ね調和的である。伝達関数に認められる 10 Hz 以降が過大となる要因には、高振動数帯域での地盤ばねの差異や入力波 GL-1.0 m と基礎入力動の差異による影響が挙げられる。Fig. 9 には Table 2 に示す地盤物性から 3 次元薄層法¹⁸⁾により P 波入射時の基礎入力動を算出した結果を付記してあるが、高振動数帯域の過大評価が多少改善される程度で、入力の相互作用による影響は小さいと判断される。

Fig.9 Comparison of transfer functions between observation and analysis of SSI model

3.5 複素固有値解析による分析

本節では、解析モデルの分析を進める基本となる、固有周期と固有モードを調べた結果を示す。ここでは地盤ばねによる減衰が建物応答に大きく影響するため¹⁹⁾、基礎固定モデルに対する実固有値解析の結果と共に、連成モデルに対して行った複素固有値解析の結果を示し、固有周期と減衰定数に与える各部の影響を考察する。

固有値解析の結果として、1次～3次の固有周期と減衰定数、ならびに各次の固有モードを Fig. 10 にまとめて示す。同図に示した基礎固定モデルでは、既報にあるように⁷⁾、梁振動の影響により構造物全体の振動系が変化する様子が窺える。Fig. 8 に示す伝達関数に複数のピークが存在するのは、これら梁振動の影響によるものである。これに対し連成モデルでは、2次以降で基礎固定モデル同様、梁振動が顕著となるが、1次モードは地盤の変形が大きく現れる。減衰定数も、基礎固定モデルの4.0%に対し、連成モデルでは28.4%と非常に大きく、Fig. 8 (b) に示す基礎固定の伝達関数に比して、Fig. 9 (b) の伝達関数の振幅が低下する原因となり、相互作用の影響が現れやすいと理解される。

次に、連成モデルの固有モードに着目すると、相互作用の影響が大きい1次モードでは地盤の変形が卓越し、2次モード以降と比較して梁振動の影響が明確には現れていない。したがって、このモデルでは相互作用の主たる影響が、柱やアイソレータなどの鉛直部材の上下応答に大きく寄与していることが推察され、梁振動に代表されるローカルな振動に与える影響は小さいと考えられる。

以上の結果から、本解析モデルが対象とする建物では、1次モー

Fig.10 Comparison between base-fixed model and SSI model based on eigenvalue analysis

ドに相互作用の影響が大きく現れ、それらは梁振動よりも建物全体の上下応答に大きく寄与すると推察された。一方、これらの傾向は、構造物や地盤条件によって異なることが予想されることから、次章では、数値実験により上下応答に影響を及ぼす要因を分析する。

4. 梁振動と動的相互作用の影響分析

4.1 検討概要

固有値解析の結果より、上下応答には、梁振動と地盤ばねによる応答低減効果の影響が強く現れ、それらの特徴は観測記録にも認められた。本章では、これらの影響をより詳細に分析するため、前章で構築した2次元フレームモデルを基本モデルとし、梁の曲げ剛性と上下地盤ばねの特性をそれぞれ変動因子とした数値実験を行う。ここでは、各条件下における固有値解析の結果に基づく分析と共に、応答解析の結果より伝達関数を求め、その傾向も順に考察していく。最初にPITに対するGL-1.0mと7F、有効入力動に相当するGL-1.0mに対するPITの伝達関数を調べる。次に、免震建物の上下応答評価で重要となるアイソレータの軸力の伝達関数(アイソレータの伝達関数)に着目した検討も行う。この伝達関数は、入力に対するアイソレータの軸力のフーリエスペクトル比より求める。

4.2 梁の曲げ剛性による影響

梁の曲げ剛性の差異による影響を調べるため、Fig. 11 には曲げ剛性に0.6～2.0までの倍率を乗じた結果、および剛を模擬する1000倍を乗じた結果として、固有周期と減衰定数の変化が示してある。同図から、曲げ剛性の増大に伴う固有周期の変化は小さいが、減衰定数は増加傾向を示す。梁振動が考慮されない1000倍の結果では、減衰定数が約38%となり、地盤ばねによる減衰が応答に大きな影響を及ぼすことが示唆される。曲げ剛性が低下した場合に着目すると、同図(b)の0.6～0.8倍にかけて、1次の減衰定数が急激に増加し、2次が減少する傾向を示している。これは、梁振動の卓越するモードが1次となったため、Fig. 10 で言えば1次と2次のモードが逆転したことを意味する。

Fig. 12 に、各入力に対する7F柱位置(Fig.4★)の伝達関数を示す。同図(a)の7F/PITから、梁の曲げ剛性の増大に伴い、複数のピークが平滑化され、徐々に単峰型に近づくことが分かる。これより、本建物の上下応答を単軸モデルで再現することは難しいことが分かる。同図(b)に示した7F/GL-1.0mと同図(a)の各倍率時におけるピーク振動数を比較すると、ピーク振動数の変化は小さく、応答倍率の低下に地盤減衰が強く影響する傾向が窺える。これは、Fig. 10 に示した連成モデルと基礎固定モデルの固有周期が近接することとも対応しており、基礎固定モデルに等価減衰を付与することで、連成モデルの応答を再現できることを示唆している。

Fig. 13 に、Y2, Y3 通りのアイソレータの伝達関数を示す。同図(a)では、曲げ剛性の増大に伴う応答倍率の低下が認められ、同図(b)においても同様の傾向が確認できる。一方、Y2 通りと Y3 通りを比較すると、応答倍率に大きな差異が認められ、最大で振幅が2倍程度異なる。この要因は、伝達関数のピーク振動数が、Fig. 12 に示した上部構造の伝達関数7F/PITと概ね対応することから、上部構造のスパン長さの差異による影響と考えられ、15mの長スパン梁に隣接するY2 通りの方がY3 通りに比して梁振動の影響を受けやすい様子が窺える。

Fig. 11 Natural periods and damping factors for variable bending stiffness

Fig. 14 Natural periods and damping factors for variable vertical soil spring

Fig. 12 Transfer functions for variable bending stiffness

Fig. 15 Transfer functions for variable vertical soil spring

Fig. 13 Transfer functions of axial force for variable bending stiffness

Fig. 16 Transfer functions of axial force for variable vertical soil spring

4.3 上下地盤ばねによる影響

免震層下の上下地盤ばねの特性を変動させることで、相互作用が上下応答やアイソレータに及ぼす影響を調べる。変動幅は、先と同様に 0.6 ~ 2.0 倍とし、実部と虚部に同様の倍率を乗じる。まず Fig. 14 に固有値解析の結果として、固有周期と減衰定数の変化が示してある。同図の結果より、固有周期の変化は僅かであるが、1 次減衰定数には、減少傾向が認められる。この要因は、地盤ばねの増大に伴い、減衰定数が大きい地盤で変形が小さくなるため、連成モデルにおける等価減衰の減少と理解される。また、本解析モデルでは、1 次モードに相互作用の影響が現れる結果となった。

Fig. 15 は、有効入力動に相当する PIT / GL-1.0 m および地盤を含む建物全体の特性を表す 7F / GL-1.0 m の伝達関数である。同図より、上下地盤ばねの減少に伴うピーク振動数の変化は殆どないものの、応答倍率には低下傾向が認められる。これは、減衰の大きい地盤での変形が大きくなるため、建物一地盤系における等価減衰の増大と理解される。Fig. 16 に示したアイソレータの伝達関数にも同様の傾向が窺え、スパンの長い梁に隣接する Y2 通りのアイソレータは、Y3 通りのアイソレータに比して、上下地盤ばねの影響を強く受けることが分かる。

4.4 検討結果の考察

以上の検討から、まず梁の曲げ剛性は、伝達関数の山谷の変化に強く影響し、曲げ剛性が大きいほど、2 次のピークが平滑化されて単峰型に近づく傾向が認められた。これに対し、上下地盤ばねの変動は、主に応答倍率の低下に大きく寄与するもので、固有周期を大

きく変動させる要因とはならない。アイソレータの伝達関数は、これら建物応答の影響をそのまま反映したもので、特に上部構造の固有振動数でピークを迎えることが特徴と言える。地盤ばねによる相互作用の影響は、固有周期には顕著な変化を与えずに、各周期帯域での応答倍率に影響を及ぼすことから、基礎固定モデルに適切な等価減衰を付与することで考慮され得る可能性が示唆される。これらの考察を踏まえ、次章では基礎固定モデルに相互作用の影響を取り入れることを目的に、等価減衰の設定を検討する。

5. 基礎固定モデルに付与する等価減衰の設定

5.1 すべての部材に一定の等価減衰を設定する方法

相互作用の影響を、等価減衰として考慮することで、基礎固定モデルの上下応答に反映する試みは、これまでも瓜生らによって検討されている¹³⁾。本節では、最初に柱や梁などのすべての部材に一定の等価減衰を与えた場合（既往の手法）の結果と連成モデルの結果を比較することで、この設定方法の適用範囲を検討する。

Fig. 17 に、等価減衰を 10 ~ 40 % とした基礎固定モデルと連成モデルの伝達関数を比較して示す。同図 (a) が観測点と対応する 7F の柱脚位置、同図 (b) が Fig. 4 に ☆ で示した 7F の梁上に対する結果である。柱脚位置の結果では、 $h = 20 \%$ で概ね連成モデルと調和的であるが、梁振動に着目した同図 (b) では、 $h = 10 \%$ を除き、応答倍率が連成モデルに対して過小評価となる。Fig. 18 には、アイソレータの伝達関数が、前章と同様の計算で求めてあり、これは柱脚部の応答である Fig. 17 (a) と同様の傾向を示し、 $h = 20 \%$ で

概ね連成モデルと調和的である。これより、上部構造物のすべての部材に一定の等価減衰を与える場合は、構造物全体の応答を見る上では有効な手段と言えるが、梁振動のようなローカルな振動を評価する上では、適切な方法ではないことが示唆される。この原因は、3.5 節で示したように、地盤の変形が卓越する1次モードにおいて、相互作用の主たる影響が、柱やアイソレータなどの鉛直部材の上下応答に大きく寄与しているためであり、梁振動を適切に評価する上で、既往の手法を用いることは適当でない可能性が示唆される。

Fig.17 Comparison of transfer functions between base-fixed model by giving equivalent damping $h=10\sim40\%$ and SSI model

Fig.18 Comparison of transfer functions of axial force between base-fixed model by giving equivalent damping $h=10\sim40\%$ and SSI model

Fig.19 Comparison of transfer functions between base-fixed model by giving equivalent damping of column $h=20\sim40\%$ and SSI model

Fig.20 Comparison of transfer functions of axial force between base-fixed model by giving equivalent damping of column $h=20\sim40\%$ and SSI model

5.2 鉛直部材のみに等価減衰を設定する方法

前節の考察を基に、梁振動も適切に評価する方法として、柱やアイソレータといった鉛直部材のみに等価減衰を与える方法(本手法)を検討する。ここでは、梁の減衰を実記録を再現する減衰定数 $h = 4\%$ に固定したまま、柱の等価減衰を $h = 20\%, 25\%, 30\%, 35\%, 40\%$ と変動させ、連成モデルと比較する。Fig. 19, 20 には、前節の Fig. 17, 18 と同様の評価項目に対する計算結果が示してある。Fig. 19 より、梁の減衰を小さいまま固定することで、梁振動による複数のピークが明瞭となり、連成モデルの結果をより正確に再現できることが分かる。特に $h = 30 \sim 35\%$ 程度が、今回の地盤条件と対応すると推察される。一方、Fig. 20 に示すアイソレータの伝達関数に着目すると、 $h = 35\%$ ではやや過小評価となる箇所が見受けられるため、両者を勘案すると、鉛直部材に与える減衰は $h = 30\%$ 程度が適切であると考えられる。この $h = 30\%$ は、3.5 節で示した1次減衰定数 $h = 28.4\%$ と概ね整合し、相互作用の影響は、梁に与える減衰を実記録を再現する値に固定したまま、鉛直部材に等価減衰を付与することで再現され得ることが分かる。

5.3 簡易評価法の適用範囲の検討

これまでに述べた等価減衰の設定方法における検討結果は、本論文が対象とする建物の特性に限定したものであった。本節では、上部構造部材の変化に着目し、前述した2通りの設定方法の適用範囲を明確にする。梁振動による影響を検証するため、ここでは梁の曲げ剛性が変化した場合を想定し、各条件下に対し等価減衰を付与した基礎固定モデルと連成モデルの伝達関数の絶対値より相関係数を算出する。梁の曲げ剛性に掛ける倍率は、様々な剛性条件下における全体的な傾向を確認するため $0.4 \sim 4.0$ 倍 ($2.0 \sim 4.0$ は 1.0 刻み、その他は 0.2 刻み) とし、相関係数は共振振動数を含む振動数帯域を対象として $0.1 \sim 10$ Hz の範囲で計算した。減衰定数は、 $10 \sim 40\%$ の間で 5% 刻みで変動させた。

Fig.21 Relationship between correlation coefficient and frequency ratio (★, ☆ in Fig.4)

は全ての部材に一定の等価減衰を与えた場合（既往の手法）、(b) が鉛直部材のみに等価減衰を与えた場合（本手法）であり、それぞれ前節の Fig. 19 と同様、観測点と対応する 7F 柱脚位置と 7F 梁位置の結果を示している。同図には、5.1, 5.2 節で検討した基本モデルに相当する振動数比を破線で併記してある。同図より、振動数比が 0.8 以上では、位置によらず両手法に明確な差異は認められない。一方、振動数比がそれより低下すると、既往の手法では減衰定数の増加とともに梁振動の過小評価により相関係数が低下するのに対し、本手法では、全般的に高い相関を示している。これは、本手法が梁振動の影響を適切に評価することが可能であるためで、これにより本手法の有用性が確認できる。柱脚位置では、梁位置に比して減衰定数の低下とともに相関係数も低くなるが、これは梁振動の過大評価によるもので、Fig. 19 (a) に示すように、減衰定数が小さい場合は連成モデルに対して安全側の評価となる。

Fig. 22 には、Y2, Y3 通りのアイソレータに関して Fig. 21 と同様の評価項目に対する計算結果が示してある。同図 (a) より、減衰定数が小さい場合では、振動数比の変化による影響は小さいが、大きい場合では、振動数比の低下による相関係数の急激な低下が認められた。この傾向は、Y2, Y3 の両通りで見られたが、Y3 通りでは、Y2 通りに比して相関係数が低く、減衰定数の変化による影響も大きい。一方、同図 (b) に結果を示す本手法では、振動数比が小さい場合の相関係数が既往の手法と比べ改善され、概ね高い相関を有している。しかしながら、同図 (b) の Y3 通りでは、 $h=40\%$ 程度の大きい減衰定数を設定すると、著しく相関係数を低下させる可能性が認められたため、減衰定数の設定には注意が必要である。

以上を踏まえ、本手法の適用範囲を以下に示す。まず、振動数比が 0.8 以上の範囲では、両手法とも連成モデルに対して高い相関を有することが分かる。これは、振動数比の増加とともに単軸モデルに近づくためであり、梁振動の影響が小さい場合は、両手法の差異は小さい。一方、振動数比が 0.8 より小さい範囲では、梁振動の影響が現れやすいため、本手法を用いることで梁振動を含む上下応答を精度良く評価することが可能である。

Fig.22 Relationship between correlation coefficient and frequency ratio (isolator of Y2, Y3)

6. まとめ

本論文では、強震観測が行われている 7 階建ての実免震建物の上下応答を対象に、梁振動を評価可能で、かつ地盤との動的相互作用を考慮した 2 次元フレームモデルを構築し、解析モデルの妥当性を強震観測記録を基に検証した。次に、動的相互作用を考慮した梁振動の特性を調べるため、梁の曲げ剛性と上下地盤ばねを変動因子とした数値実験を行い、梁振動を含む上部構造の応答性状を分析すると共に、アイソレータの軸力に与える影響を調べた。最後に、動的相互作用の影響を簡便かつ精度良く取り入れることができるように、基礎固定モデルに等価減衰を付与する簡易評価法¹³⁾を 2 次元フレームモデルに拡張し、その等価減衰の設定方法と適用範囲について検討した。得られた知見を以下に纏める。

- (1) 強震観測記録を比較対象に、2 次元フレームモデルを構築した。その際、観測記録を再現するために、外構面に設置されている非構造部材の PC 壁の影響を考慮し、設計図書の部材剛性を調整した。連成モデルでは、高振動数成分で過大評価となる箇所もあるが、全般的な特性は再現可能であった。
- (2) 複素固有値解析に基づき固有周期、固有モード、減衰定数を調べた。基礎固定モデルでは、1 次モードに梁振動が顕著に現れた。一方、連成モデルでは、1 次モードに地盤が大きく変形するモードが見られ、1 次減衰定数は 28.4% と基礎固定の 4% より大幅に増加し、相互作用の影響が見られた。
- (3) 梁の曲げ剛性と上下地盤ばねを変動因子とした数値実験を行った。曲げ剛性の増加とともに、伝達関数の複数のピークは平滑化され、徐々に単峰型に近づく傾向を示した。上下地盤ばねの変動は、主に応答倍率の低下に寄与するもので、固有周期を大きく変動させる要因とはならなかった。アイソレータの伝達関数は、建物の影響をそのまま反映したもので、上部構造の固有振動数でピークを迎えることが特徴であった。
- (4) 梁振動を考慮した基礎固定の 2 次元フレームモデルを対象に、相互作用の影響を考慮した等価減衰の設定方法を検討した。すべての部材に一定の等価減衰を与える場合（既往の手法）は、柱脚部やアイソレータの軸力を評価する上で、ある程度の精度を持つが、梁振動は再現できない。一方、鉛直部材のみに等価減衰を与える場合（本手法）は、梁の減衰定数を実記録を再現する値に固定し、鉛直部材の等価減衰のみを大きくすることで、梁振動を含む連成モデルの応答性状を概ね再現可能であった。
- (5) 基礎固定モデルに付与する等価減衰の設定方法の適用範囲を検討した。梁を剛とした単軸モデルに対する振動数比が 0.8 以上のモデルでは、両手法に明確な差異は見られなかった。一方、振動数比が 0.8 より小さく梁振動の影響が現れやすいモデルの場合は、本手法を用いることで梁振動を含む上下応答を精度良く評価することが可能であった。

これらは限定的な計算条件下の検討結果ではあるものの、上下動入力時の免震建物だけではなく、梁振動の影響が現れる一般建物の上下応答を検討する際のモデル構築に資するものと考えられる。

謝辞

地中地震計の 3 方向の設置角度の推定には、東北大学・大野晋博士の計算コードを利用させていただきました。

参考文献

- 1) 日本建築学会：免震構造設計指針(第4版)，2013.10
- 2) 免震材料講習会資料 免震材料認定に伴う実大試験資料調査に基づく積層ゴムの限界特性とすべり・転がり支承の摩擦特性の現状，日本免震構造協会・日本ゴム工業会共催，設計健保会館，2003.8
- 3) 高山峰夫，森田慶子，多田英之：天然ゴム系積層アイソレータの圧縮限界耐力，日本建築学会構造系論文集，第482号，pp.43-51，1996.4
- 4) 野畑有秀，寺村彰，安井謙：地震観測に基づく免震建物の上下応答特性，大林組技術研究所報，No56，1998
- 5) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計(第3版)，10章 試設計例Ⅲ：高層11階免震建物-杭基礎(建物-C)，pp.265-287，2009.4
- 6) 佐藤大樹，福田優輝，北村春幸：多点同時地震動観測記録に基づく免震建物の上下応答解析手法，日本建築学会構造系論文集，第682号，pp.1853-1862，2012.12
- 7) 北村春幸，楊志勇，多田英之：免震建物の鉛直地震応答に関する一考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，pp.817-818，1996.9
- 8) Randolph, M. F. and Wroth, C. P.: Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles, J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, vol.104, pp.1465-1488, 1978
- 9) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計(第3版)，6章 杭基礎の応答評価，6.3 杭基礎の地盤ばねの評価法 pp.168-170，2009.4
- 10) 国土交通省建築研究所：改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景，2章 限界耐力計算，2.5 耐震安全性検証に係る技術的背景，pp.89-96，2011.3
- 11) 増田潔，三浦賢治，喜多村英司，宮本裕司：大規模群杭基礎の動的インピーダンス，日本建築学会構造系論文集，第447号，pp.57-66，1993.5
- 12) 泉洋輔，貝谷淳一，三浦賢治：建物と地盤の動的相互作用を考慮した免震建物の上下動応答，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，pp.33-34，2008.9
- 13) 瓜生満，山崎敏彦，近藤俊成，中西龍二：免震構造物の上下動地震応答特性に関する研究，その10 加振試験と地震応答解析による考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，pp.381-382，2004.8
- 14) 永野正行，飯場正紀，鹿嶋俊英：大小地震時における9階建免震建物の上下動応答特性と地盤との動的相互作用効果，日本建築学会構造系論文集，第647号，pp.77-86，2010.1
- 15) 森清宣貴，金澤健司，北村春幸：免震建物を対象とした強震一振動モニタリングシステム，日本建築学会技術報告集，第18号，pp.133-138，2005.12
- 16) Yamazaki, F. and Katayama, T.: Orientation Error Estimation of Buried Seismographs in Array Observation, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.21, pp.679-694, 1992
- 17) 井川望，古城豊光，田沼毅彦，渡辺一弘：超高層集合住宅における上下方向地震応答，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，pp.975-976，2014.9
- 18) Kaynia, A. M. and E. Kausel: Dynamic Behavior of Piles Groups, Proc. of 2nd Int. Conf. on Numerical Method in Offshore Piling, pp.509-532, 1982
- 19) 福和伸夫，ガナド・M・アリ，八木茂治：構造物の固有振動数特性に及ぼす動的相互作用効果に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第475号，pp.35-44，1995.9

付録 振幅レベルの大きい地震動を用いた検討

地盤の非線形性が現れると考えられる GL-1.0 m で水平方向の最大加速度が 100 cm/s^2 以上の地震動を 3 波選定し，地盤増幅特性を調べ，シミュレーション解析を行った結果を示す。Table A1 に対象地震動 3 波の概要を示す。同表に示すように，選定した地震動は，建物からの距離が 50 km 以内と近く，そのうちの 1 つは，Y 方向の最大加速度で 327 cm/s^2 を越えており，本論文の選定基準から大きく乖離した記録である。

はじめに地盤の非線形性の有無を確認するため，本論第 2 章で用いた振幅レベルが小さい長野県北部地震 (Table 1, 以降，小振幅地震と称す) と対象地震動の X, Y 方向の鉛直アレー間の伝達関数 (GL-1.0m/GL-38.2 m) の比較を Fig. A1 に示す。同図より，3 地震動に共通して，多少の振動数変化はあるものの，小振幅地震との変化は小さく非線形化の影響は小さい。次に，振幅レベルが最も大きい 2005 年 2 月 16 日茨城県南部地震を入力波とし，連成モデルを用いたシミュレーション解析を行った。Fig. A 2,3 に入力波の加速度波形と擬似速度応答スペクトル ($h=5\%$) を，Fig. A 4 に解析結果と観測記録とともに小振幅地震の伝達関数も示す。応答倍率は多少過小評価となるものの，概ね応答性状は再現できている。

TableA1 List of earthquake

epicenter	date	JMA magnitude	distance from the building(km)	maximum acceleration(cm/s^2)		
				GL-1.0m		
				X	Y	Z
Southern Ibaraki	16,February,2005	5.3	47	190.5	327.6	91.4
Southern Ibaraki	16,April,2011	5.9	44	105.0	102.3	34.2
Northern Chiba	1,June,2012	5.1	36	152.2	181.3	45.9

Fig.A1 Amplification of horizontal motions at borehole array observation (GL-1.0m/GL-38.2m)

Fig.A2 Acceleration time histories (Southern Ibaraki, 2005)

Fig.A4 Comparison of transfer functions between observation and analysis

VALIDATION OF VERTICAL RESPONSE MODEL OF SEISMICALLY ISOLATED STRUCTURE BASED ON STRONG MOTION OBSERVATION AND SIMPLE EVALUATION METHOD OF DYNAMIC SOIL-STRUCTURE-INTERACTION

*Takahiro KINOSHITA^{*1}, Toshiaki SATO^{*2}, Masayuki NAGANO^{*3}
and Haruyuki KITAMURA^{*3}*

^{*1} Graduate Student, Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science

^{*2} Assist. Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

^{*3} Prof., Dept. of Architecture, Tokyo Univ. of Science, Dr. Eng.

For the vertical response of a seismically isolated building, the inertial effect of the dynamic soil structure interaction (SSI) plays an important role in the dynamic properties, because the vertical stiffness of isolators is large as well as that of superstructure. When a superstructure includes long-span beams, it is essential to use moment-resisting frame models with distributed masses on beams for the evaluation of the local vibration in vertical responses. Studies have not adequately focused on the coupling effects of these frame models and the SSI for the dynamic vertical responses. In addition, base-fixed frame models equivalently incorporating the effects of the SSI without soil springs are preferable for practical use in actual structural design. This study investigates a simple method to evaluate the vertical responses of seismically isolated buildings by considering the SSI and the vibration of long-span beams simultaneously.

The target structure in this study is a seismically isolated seven-story building equipped with a strong motion observation system. We use earthquake records obtained at the top floor (7F), first floor (1F), basement (PIT), and free field (GL-1.0 m) during the five selected events. We first construct the two-dimensional moment-resisting frame model for the vertical response by considering the beam vibration with soil springs beneath isolators. The vertical soil springs are evaluated by the simple method proposed by Randolph and Wroth. The stiffness of columns and beams in the frame model is adjusted to be consistent with the vertical transfer functions, 7F/1F, 7F/PIT, and 7F/GL-1 m, from the observed records.

To clarify the detailed dynamic properties of the calibrated analysis model for a seismically isolated building, we perform sensitivity analyses, where the bending stiffness of a long-span beam and vertical soil springs are used as parameters. The variation of the bending stiffness is sensitive to the fluctuations and peak frequencies in resonance curves. In cases where beams are rigid, the curve has only one peak, which is different from the actual properties, implying that the effect of beam vibrations is ignorable in this building. The amplitude of the vertical soil spring contributes only to the magnification factor and not to the peak frequencies. This leads to the possibility that the effect of the soil spring could be reproduced by using the base-fixed model with equivalent added damping to members.

As a practical application of vertical response analysis, we calibrate several base-fixed moment-resisting frame models with the equivalently added damping to incorporate the SSI effect. By assuming the same damping factors added to the columns and beams (previous method), the vertical responses of beams are underestimated whereas the vertical responses at columns and axial forces of isolators are consistent with observations. We tested the equivalently added damping only to columns (present method) and set the original damping to beams with distributed masses. The coupling effects of vertical responses with SSI can be adequately evaluated when the equivalent damping factors of beams and columns are set to 4% and 30%, respectively. Finally, we investigate the coverage of these methods, where the bending stiffness of the beam and damping factors are used as parameters. When the frequency ratio to multi-mass model is more than 0.8, there is no difference between both methods. On the other hand, when the frequency ratio to multi-mass model is less than 0.8, the vertical response with beam vibration can be adequately evaluated by using this method.

(2014年7月10日原稿受理, 2014年12月18日採用決定)