

振動台実験による免震支承を有するRC橋脚の非線形地震応答特性に関する研究

Non-linear seismic response characteristics study of a RC column with seismic isolators by a shaking table test

足立 幸郎*・運上 茂樹**・近藤 益央***・加賀山 泰一****

Yukio ADACHI, Shigeki UNJOH, Masuo KONDOH, Taiichi KAGAYAMA

*正会員 工修 建設省土木研究所耐震技術研究センター耐震研究室 主任研究員 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

**正会員 工博 建設省土木研究所耐震技術研究センター耐震研究室 室 長 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

***正会員 建設省土木研究所耐震技術研究センター耐震研究室 研 究 員 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

****正会員 工修 阪神高速道路公団保全施設部保全技術課 係長 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

According to the present seismic isolation code, the principal non-linearity expects to occur only at the seismic isolator so that the bridge column is designed so as not to yield under the design earthquake. However, when the bridge system is subjected to intensive earthquake ground motions, the non-linear response is expected both at the seismic isolators and the columns. Therefore, the bridge system response including the interaction of non-linear responses at both the seismic isolators and the columns must be clarified. In this study, a series of shaking table tests that tried to study the non-linear seismic response behavior of a seismic isolator and RC bridge column system, where the principal non-linear response was expected both at the seismic isolator and the column, was carried out. According to the test results, the global system response was dominated by the primary mode even if the non-linear behavior was found at both the seismic isolators and the column. The simulation results using ordinary used models of the seismic isolators and the column can express the test result quite well. Furthermore, it was found that the global response can be also simulated using a proper equivalent 1-DOF model with proper damping factor.

Key words: Seismic isolator, RC column, Shaking table test, Non-linear seismic response characteristics, Seismic design, LRB

1. はじめに

免震支承は、そのエネルギー吸収機能による減衰効果と剛性低下による長周期化の効果によって、橋梁全体システムに作用する地震力を低減させる機能を有する。この地震力低減機能に着目し、兵庫県南部地震以降、多くの橋梁に免震支承が用いられはじめた。免震支承を有する橋梁の設計法は、免震設計法マニュアル¹⁾や道路橋示方書²⁾にその基本的考え方が示されているように、免震支承による減衰効果および長周期化が確実に生じることを期待するため、地震時に橋脚の塑性挙動が進行する状態に至らないよう設計を行うことが望ましいとされている。Calviら³⁾も、同様に橋脚が弾性応答することを前提とした変位ベース設計法を提案している。しかしながら、大規模地震時には免震支承とともに橋脚も塑性化が

進行し、橋梁システムとして複数箇所塑性化が進行する可能性も想定される。したがって、このような橋梁システムの地震応答についてその特性を把握し地震応答評価法を検討しておくことが急務となっている。

このような橋梁システムとして複数箇所長周期化や減衰効果が行われる場合の地震応答特性については、動的解析や実験的検討による研究がなされている。林ら⁴⁾、謝ら⁵⁾、高橋ら⁶⁾、およびAdachiら⁷⁾は、免震支承を有する橋脚の地震時挙動について、免震支承および橋脚の両者に塑性化が進行する状態を前提とした動的解析を実施し、その地震時応答特性を明らかにするとともに、橋脚の非線形応答の簡易推定法を提案している。一方、家村ら⁸⁾は免震支承を有する橋梁モデルに対してサブストラクチャー・ハイブリッド地震応答実験を行い、橋脚が弾性応答および非線形応答する場合における免震効果

について研究を行っている。このように、免震支承および橋脚の両者に大きく塑性化が進行する場合の地震応答特性に関する研究事例は主に動的解析を中心とした研究事例が多く、実験的に橋梁システムの挙動を追跡した研究事例は少ない。また、実際に免震支承を有する橋脚の地震応答がどのような挙動を示すかについては、兵庫県南部地震時に観測された松の浜高架橋の地震記録⁹⁾等限定的な記録が報告されているのみである。

さらに、橋脚が非線形応答した事例に至っては、報告はまだなされていない。

そこで本研究では、免震支承を有するRC橋脚が大規模地震を被災した場合を想定し、橋梁システムとして複数箇所塑性化が進行する場合の地震応答特性をより現実に近い形で検討するために、免震支承を有するRC橋脚模型に対して振動台実験を行い地震時挙動特性について検討を行った。すなわち、橋脚の塑性化に伴う橋脚の剛性変化による免震橋梁の地震時挙動の変化、および加振履歴によって橋脚の剛性が低下した場合における免震橋梁の地震時挙動について検討を行うことを目的として振動台を用いた免震橋梁模型の実験を行った。さらに、既往の動的解析技術による実験結果の再現性に着目した解析を行った。また、本実験のように免震支承および橋脚模型の両者に塑性化が進行する場合の地震時挙動を、等価非線形1自由度系モデルによってどの程度の追跡が可能であるかについても検討を行った。

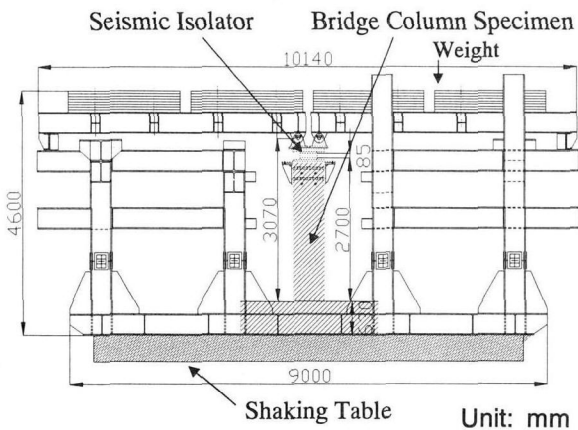


図-1 供試体設置状況および加振装置の概要

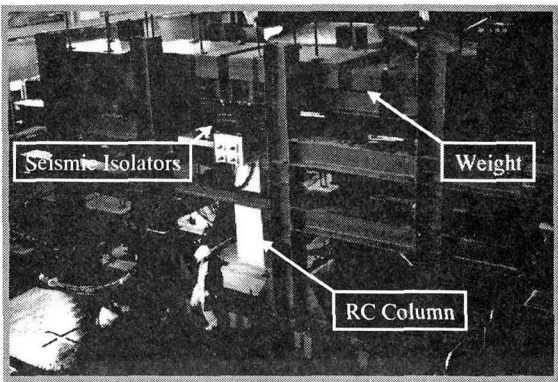
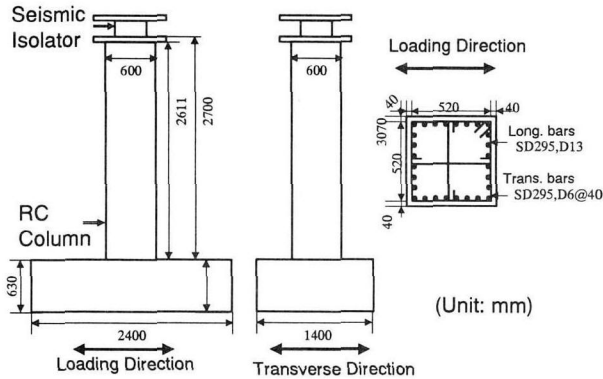
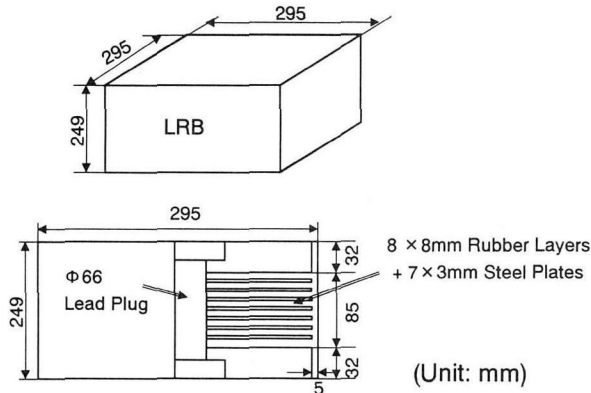


写真-1 実験状況



(a) 鉄筋コンクリート橋脚模型およびその配筋状況



(b) 免震支承模型

図-2 鉄筋コンクリート橋脚模型および免震支承模型

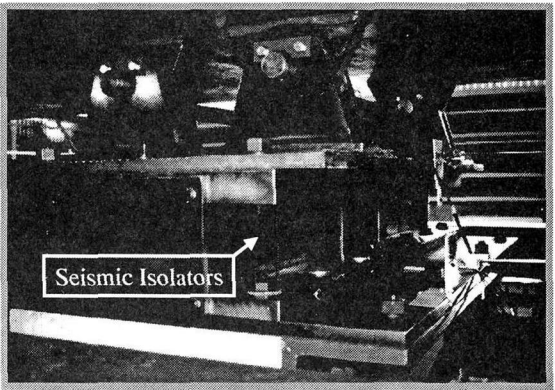


写真-2 免震支承取付状況

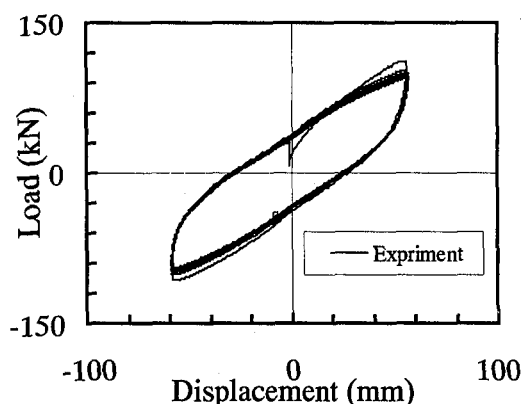


図-3 免震支承の性能特性試験結果

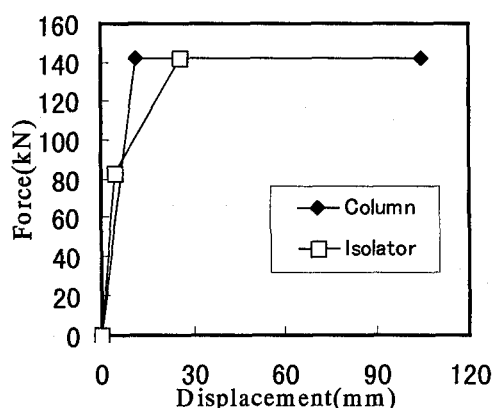


図-4 橋脚模型および免震支承の荷重-変位関係

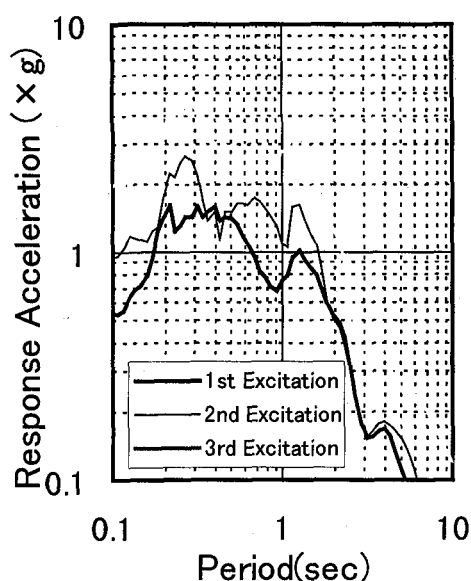


図-5 加振波の加速度応答スペクトル

表-1 使用材料強度

使用材料	試験時強度/降伏強度	終局強度
コンクリート	33.4 N/mm ²	—
SD295A D13	373 N/mm ²	513 N/mm ²
SD295A D6	446 N/mm ²	564 N/mm ²

2. 振動台実験に用いた供試体および実験方法

振動台実験は、建設省土木研究所内大型3次元振動台施設を用いて行なった。図-1に、振動台実験の供試体設置状況および加振装置の概要を示す。橋梁模型は、免震支承を有するRC橋脚模型がウェイトを有する長さが約5mの2連の上部構造を振動台中央部にて支持する構造となっている。免震支承を有するRC橋脚模型と上部構造は、免震支承上端に取り付けられたピン構造治具を介して連結されている。さらに上部構造の両端はローラー支承で鋼製の端橋脚上に支持されている。したがって、本装置は基本的に橋軸方向にのみに加振され、ほぼ全ての上部構造慣性力が免震支承を有するRC橋脚模型に集中して作用する構造となっている。なお、上部構造重量は395kNである。写真-1および写真-2に実験状況および支承取付状況を示す。

図-2に、実験に用いた鉄筋コンクリート橋脚模型およびその配筋状況を示す。本橋脚は特定の道路橋橋脚を縮尺模型化したものではないが、一般的な道路橋橋脚の1/4縮尺程度を想定し、形状は60cm×60cm×270cm（免震支承下面までの高さ）とした。なお、上部構造との連結部であるピン構造中心までの高さは307cmである。一般的な都市内高架橋においては鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋比が約1%程度、帯鉄筋比が約1%程度であることから、橋脚模型に配置する鉄筋量はこれに相当する鉄筋量として、主鉄筋はSD295-D13鉄筋を28本、帯鉄筋はSD295-D6鉄筋を40mm毎に配置した。

使用材料実強度について表-1に示す。コンクリートおよび鉄筋の実強度を考慮した本橋脚模型の降伏水平耐力は、結果として上部構造重量の約0.35倍となった。

免震支承には鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)を用いRC橋脚模型の上端に設置した。免震支承の特性値については、橋脚降伏耐力相当の耐力を免震支承が有する時の割線剛性と橋脚の降伏時の割線剛性との合成剛性から算出される固有周期（以下、「免震支承を用いた場合の橋梁模型の等価固有周期」と略す。）と、橋脚降伏時の割線剛性から算出される固有周期（以下「免震支承を用いない場合の橋梁模型の降伏固有周期」と略す。）とが、約2:1になるように免震支承の特性値を設定した。これは、免震支承を用いた場合の橋の固有周期は、免震支承を用いない場合の橋の固有周期の2倍程度以上という道路橋示方書の規定を考慮したものである。なお、免震支承を用いた場合の橋梁模型の等価固有周期は約0.66sec、免震支承を用いない場合の橋梁模型の降伏固有周期

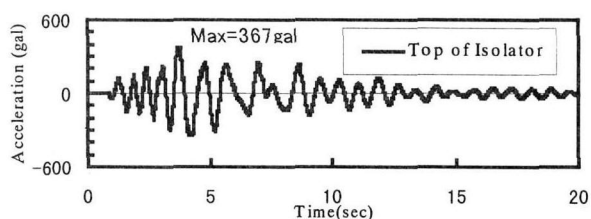
は約0.28secであった。

図-3に、振動台実験に先だって行った免震支承の性能特性試験結果を示す。さらに、図-4に橋脚の荷重－変位関係および免震支承の荷重－変位関係を示す。免震支承の荷重－変位関係は、図-3に示されるようにバイリニア特性に近い復元力特性が確認されたことから、この特性試験結果の降伏荷重および最大荷重最大変位点を用いバイリニアモデルで復元力特性を表現した。なお、1次剛性と2次剛性の比は本免震支承がLRBであることを考慮し6.5:1¹⁾としている。加振は水平1方向(橋軸方向)とし、兵庫県南部地震において記録されたJR鷹取波N－S成分を道路橋示方書に示されるⅡ種地盤におけるタイプⅡ地震動の加速度応答スペクトルに適合するよう振幅調整したⅡ－Ⅱ－1地震動¹⁰⁾を用いた。時間軸については、幾何学的縮尺を1/4としていることから、応力度を同一とした場合の相似則を適用し $1/\sqrt{4}=50\%$ に圧縮した。この条件の場合、加速度は縮尺されず、変位は1/4に縮尺されることとなる。加振は合計3回行った。第1、2回目加振時には、Ⅱ－Ⅱ－1地震波原波を、第3回目加振時には加速度を2倍に増幅した波を使用した。実際に加振された振動台上での加振波の加速度応答スペクトルを図-5に示す。これらの図からわかるように、第1回目と第2回目の加振は振動台の加振制御の関係から若干異なった加振となっている。結果的に、免震支承を用いた場合の橋梁模型の等価固有周期約0.66sec付近では、ほぼ加振回数が増加するにしたがって徐々に大きな地震力が作用したことがわかる。

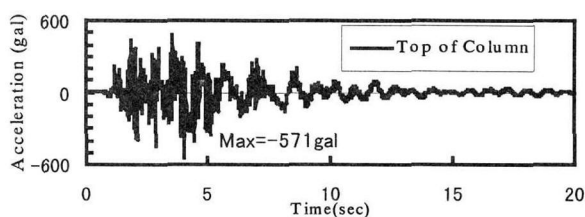
なお、本実験は橋脚の塑性化に伴う免震橋梁の地震時挙動の変化、および加振履歴によって橋脚の剛性が低下した場合における免震橋梁の地震時挙動について検討を行うことを目的としている。したがって、第2回目以降の加振においても同じ免震支承を用いて実験を行っている。なお、このような実験条件の下では、第2回目以降の加振時にはそれまでの加振によってRC橋脚模型の剛性低下が生じているため、免震橋梁模型として「免震橋梁の固有周期は非免震橋梁のその2倍程度以上」とした道路橋示方書に示される固有周期条件を満たしていないことになる。

3. 実験結果

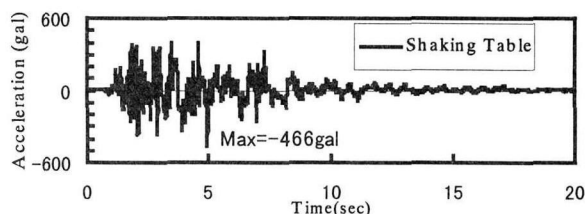
図-6に、第1回目加振時の振動台、橋脚模型上端、および免震支承上端で計測された応答加速度波形を示す。なお、応答加速度記録については0-10Hzのバンドパス処理を施している。最大加速度は、橋脚上端が571gal、免震支承上端が367galであり、振動台上の最大加速度が466galであることから、橋脚上端では約1.22倍に増幅されており、逆に免震支承上端では約0.78倍に低減されている。図-6(b), (e)により橋脚模型上端の加速度波形およびその



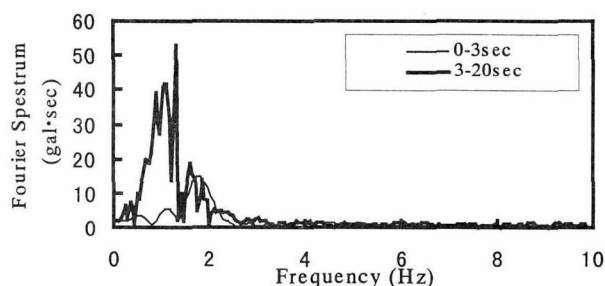
(a) 免震支承上端部の加速度



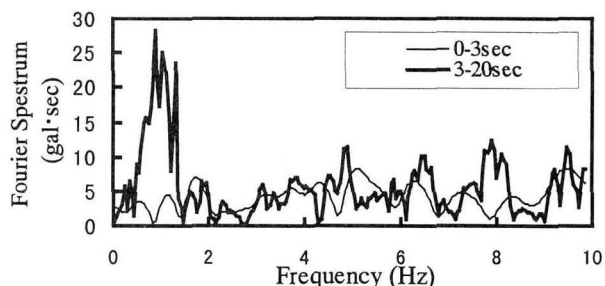
(b) 橋脚模型上端部の加速度



(c) 振動台上の加速度



(d) 免震支承上端部加速度のフーリエスペクトル



(e) 橋脚模型上端部加速度のフーリエスペクトル

図-6 第1回目加振時の応答加速度波形およびフーリエスペクトル

フーリエスペクトルに着目した場合、免震支承を用いた場合の橋梁模型の等価固有周期が約0.66sec(約1.51Hz)、免震支承を用いない場合の橋梁模型の降伏固有周期が約0.28sec(約3.57Hz)であることと比較して、これらより短周期側の振動成分を多く含む振動波形となっていることがわかる。図-6(a), (d)により免震支承上端の加速度波形およびそのフーリエスペクトルに着目した場合、図-6(b), (e)で多く含まれていた短周期成分はほぼ除去された波形となっていることがわかる。橋脚模型がほぼ弾性挙動をしている0-3sec間に着目した場合、振動周期は免震支承を用いた場合の橋梁模型の等価固有周期約0.66sec付近である約1.5-2.0Hz付近の振動成分を有していることがわかる。さらに、約3sec以降は橋脚の塑性化の進行と共に、振動周期がやや長周期化している。これらの結果は、非免震橋梁の応答と比較して、免震支承を有する場合は、上部構造の加速度応答は長周期化し、逆に橋脚頂部の加速度応答は短周期化するという既往の知見と一致する⁸⁾

図-7に、第1回目加振時の橋脚模型上端および免震支承上端で計測された応答変位波形、および免震支承の相対変位波形を示す。計測された変位量は、支承上端が最大約80mm、橋脚模型上端が最大約50mm、免震支承の相対変位は最大約38mmであった。橋脚模型上端での最大変位と免震支承の最大相対変位との和が免震支承上端での最大変位と一致しないのは、全てが同時刻に発生していないことによる。図-7(b)(c)により橋脚模型上端変位および免震支承の相対変位に着目した場合以下のような考察ができる。すなわち、約3秒程度までつまり橋脚模型がほぼ弾性応答している間は、免震支承の相対変位は橋脚模型上端変位よりも大きく、約3-7秒程度までつまり主要動が作用している間は、橋脚模型上端変位が免震支承の相対変位と比較してやや大きい値を示す傾向にある。さらに約7sec以降、地震動がほぼ収束した後も、橋脚模型の振動は継続するが、免震支承の振動は収束していく傾向にある。このように、橋脚が降伏する前後で変形や振動が集中する部位が変化していることがわかる。また、変位波形に着目する限り、免震支承と橋脚模型の両者に塑性化が進行する場合であっても、免震支承と橋脚模型はほぼ同一位相、同一周期で振動していることがわかる。このことから、ほぼ1次モードが卓越した振動特性を有していることが考察できる。

図-8に、第1回目加振時の免震支承上端位置における水平慣性力-水平変位関係(以下「全体系」と略す)、橋脚模型上端位置における水平慣性力-水平変位関係、さらに免震支承の水平慣性力-水平相対変位関係を示す。免震支承上端に作用する水平慣性力は、上部構造質量に上部構造位置での計測加速度を乗じたもの、橋脚模型上端に作用する慣性力は、上部構造質量に上部構造位置での計測加速度を乗じたものと橋脚部等価質量(橋脚梁部質量+橋脚柱部質量の1/2)に橋脚梁位置での計測加速度

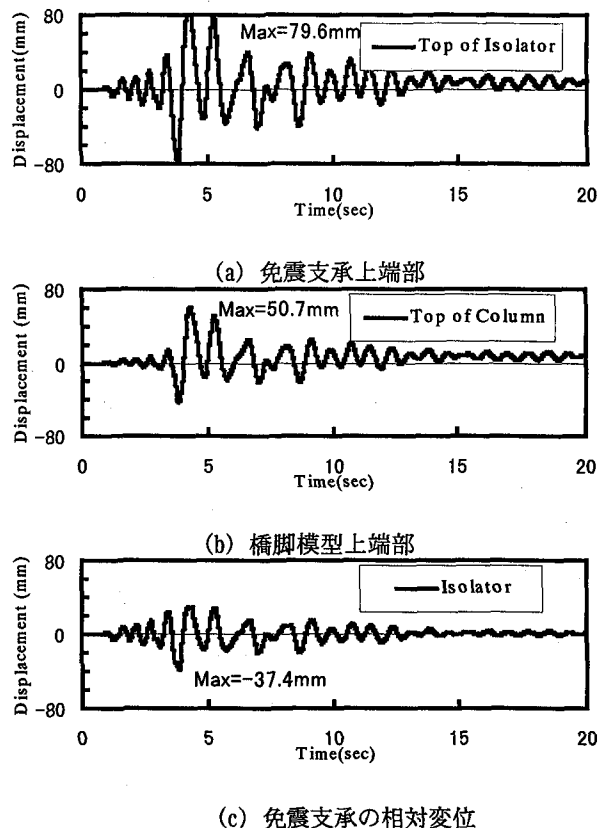


図-7 第1回目加振時の応答変位波形

を乗じたものの和として算定した。なお、免震支承に作用する水平慣性力は、上部構造質量に上部構造位置での計測加速度を乗じたものと等しいと仮定した。橋脚上端慣性力-水平変位関係における履歴ループ形状は概ね紡錘形であり、橋脚模型の復元力特性によって全体系の応答特性が支配されていることがわかる。また、全体系の剛性は橋脚模型と免震支承との剛性をほぼ合成したものとなっている。

第1回目加振時の、等価剛性、等価減衰定数、1ループあたりの履歴吸収エネルギーの時間分布を算出した結果を図-9に示す。ここでは、等価剛性は各水平慣性力-水平変位関係で各ループの最大最小変位とそれに対応する慣性力から算出される剛性として算出した。さらに等価減衰定数は、最大最小変位時の弾性エネルギーと履歴吸収エネルギーから式(1)を用いて算出した。等価剛性および等価減衰定数の算定概念図を図-10に示す。

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad (1)$$

ここに、 h_e : 等価減衰定数

ΔW : 1ループあたりの履歴吸収エネルギー

W : 弾性応答エネルギー

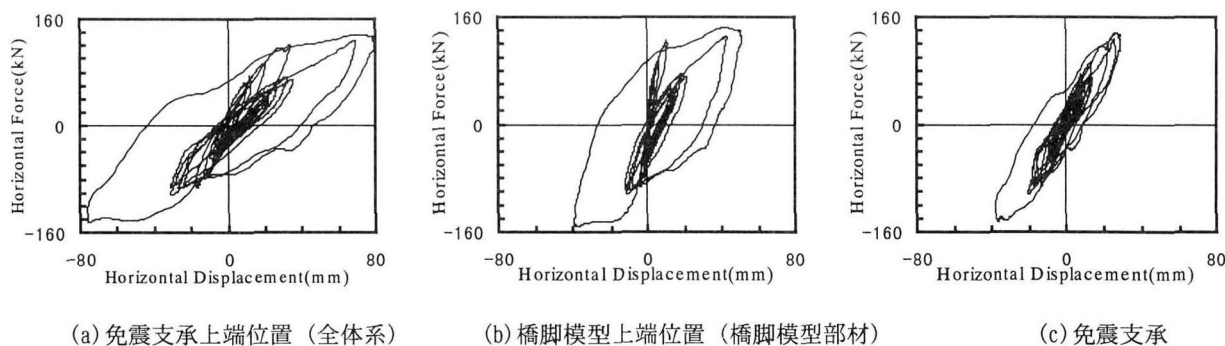
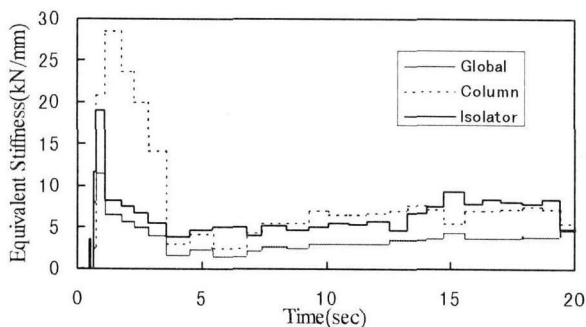
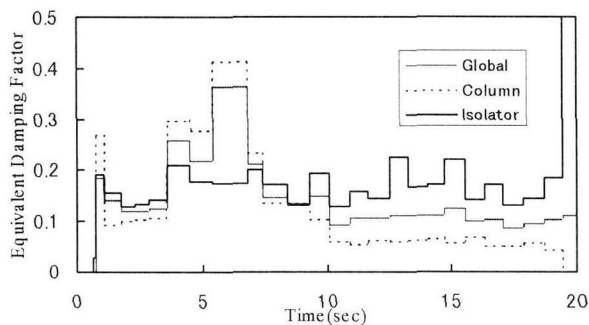


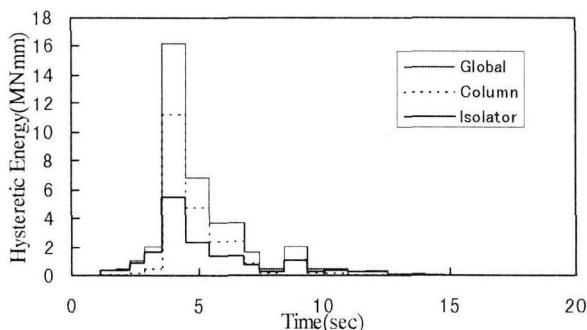
図-8 第1回目加振時の水平慣性力ー水平変位関係



(a) 等価剛性の時刻歴変化



(b) 等価減衰定数の時刻歴変化



(c) 1ループ当りの履歴吸収エネルギーの時刻歴変化

図-9 第1回目加振時の等価剛性、等価減衰定数、1ループ当りの履歴吸収エネルギーの時刻歴変化

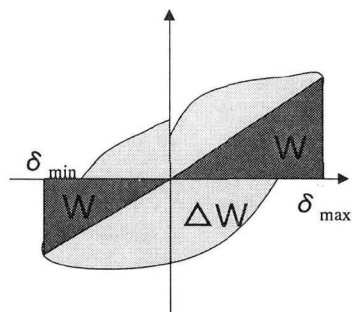
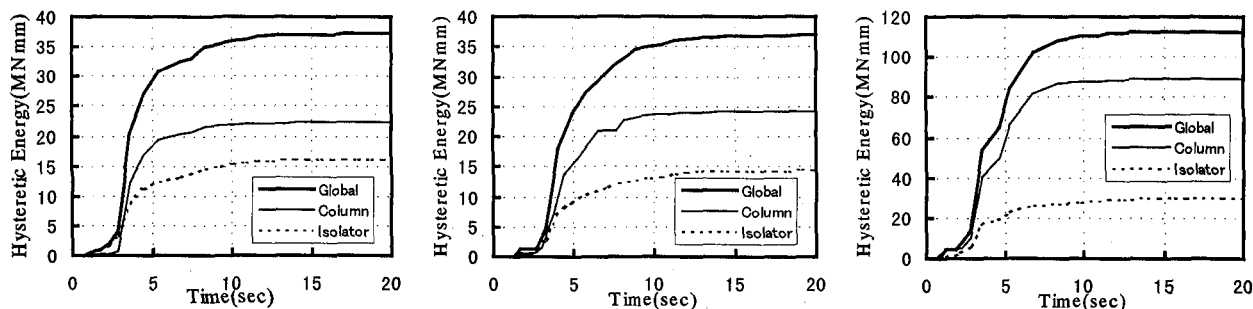


図-10 等価減衰定数の概念図

図-9(a)により等価剛性の時間変化に着目した場合、約3秒以前では橋脚模型がほぼ弾性的な挙動を示しているため、橋脚模型の等価剛性は、全体系および免震支承の等価剛性に比較して大きい値を示す。以降、最小値を経たのちほぼ一定の値に収束する。一方、免震支承の等価剛性はややばらつきはあるものの、約3sec以降はほぼ同じ剛性を示していることがわかる。約3sec以前に等価剛性がやや大きい傾向を示すのは、免震支承は初回載荷時にやや大きい剛性を示す特性を有しているためと考えられる。

図-9(b)により等価減衰定数の時間変化に着目した場合、免震支承の等価減衰定数は約3-7secにおける主要動時およびその前後とで等価減衰定数にそれほど変化は見られず、ほぼ一定の値を示していることがわかる。一方、全体系における等価減衰定数の時間変化に着目した場合、約1-2sec前後においては15%程度の等価減衰定数が算定されるのに対し、主要動終了後の約10sec以降では約10%弱と低下していることがわかる。橋梁システムの等価減衰定数がひずみエネルギー比例型で算定できるとするならば、橋脚模型の損傷による剛性低下により免震支承による橋梁システムへの減衰性付与の割合が相対的に低下したために、橋梁システムの等価減衰定数が低下したものである考察できる。

図-9(c)により1ループ当りの履歴吸収エネルギーに着目した場合、橋脚模型が降伏するまでの約3secまでは、全体の履歴吸収エネルギーの大部分が免震支承で吸収されているのに対し、橋脚模型が降伏した後の約4-7秒前後

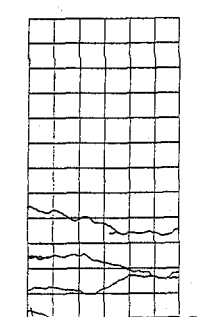


(a) 第1回目加振

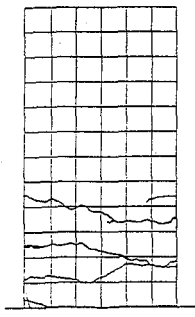
(b) 第2回目加振

(c) 第3回目加振

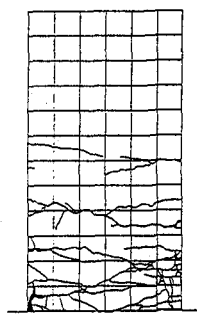
図-11 全体系、橋脚模型、免震支承の累積履歴吸収エネルギー量の変化



(a) 第1回目加振後



(b) 第2回目加振後



(c) 第3回目加振後

図-12 橋脚模型の損傷状況（加振軸に平行な面）

では履歴吸収エネルギーの大部分が橋脚模型で吸収されていることがわかる。このように、橋脚模型の降伏の前後において、橋梁全体系としての剛性、減衰が変化し、エネルギー吸収部位も免震支承から橋脚模型へと移行していることがわかる。

第1回目から第3回目加振時における全体系、橋脚模型、および免震支承における履歴エネルギー量の累積時間分布を図-11に示す。さらに、第1回目から第3回目加振における主要応答量を表-2に示す。図-11より第1回目加振と第2回目加振での累積履歴吸収エネルギーとを比較した場合、全体系の累積履歴吸収エネルギー量はほとんど変化しないのに対して、免震支承と橋脚模型の累積履歴吸収エネルギー量はやや変化し、免震支承の吸収量が低下し、逆に橋脚模型の吸収量は増加していることがわかる。第3回目加振と第1、2回目加振時の結果と比較した場合、全体系累積履歴吸収エネルギー量に対する免震支承のそれはさらに小さくなっていることがわかる。また表-2により、第3回目加振と第1、2回目加振時の最大変位を比較した場合、免震支承の最大変位の増加率は、橋脚模型のそれと比較してやや小さいことがわかる。以上のように加振回数が増え入力加速度が大きくなるにつれ、塑性化した橋脚模型の剛性が免震支承の剛性と比較して小さくなるために、累積履歴吸収エネルギー量や変位が橋脚模型に集中したものと考えられる。

表-2 各加振時の最大応答加速度および最大応答変位

加振数	最大入力加速度 (gal)	橋脚上端変位 (mm)	橋脚上端加速度 (gal)	免震支承上端変位 (mm)	免震支承上端加速度 (gal)
1回	466	50.7	571	79.6	367
2回	809	42.5	837	79.5	342
3回	1652	108.3	1521	173.3	499

第1回目から第3回目加振終了時の供試体の損傷状況を図-12に示す。第1回目加振において、橋脚模型基部全周にわたってひび割れが発生した。ひび割れは橋脚模型基部から約60cm程度の範囲に2～3本程度ほぼ水平方向に発生したことがわかる。第2回目加振においては損傷の進展はほとんど見られなかった。第3回目加振によって大きくひび割れ損傷が増加しているが、主鉄筋の座屈等の損傷は見られなかった。

4. 実験結果の解析

ここでは、実験結果のうち第1回目加振結果に着目して、既往のRC部材の復元力特性モデルおよび免震支承にバイリニア型復元力特性モデルを用いた時刻歴応答解析を実施し、動的解析による実験結果の再現性に着目した解析を行った。

時刻歴応答解析に用いる免震橋梁モデルは、2自由度モデルおよび等価1自由度モデルを用いた。

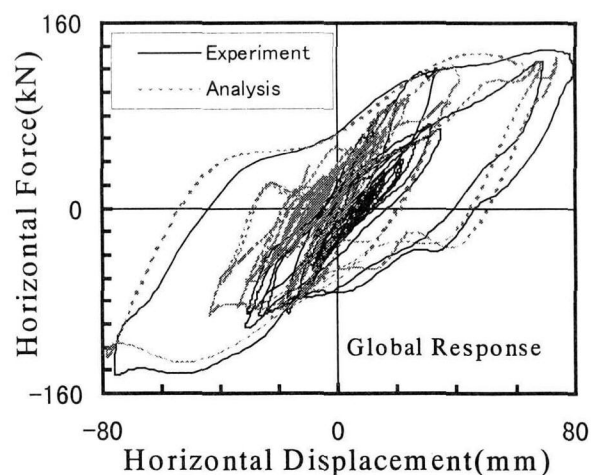
2自由度モデルによる解析は、免震橋梁の実務解析で用いられている動的解析手法が、最大応答値といった設計に必要な諸量をどの程度まで追跡できるか、また地震時の時刻歴応答をどの程度まで忠実に再現したまたは追跡出来るかについて検討を行うために実施した。

さらに、等価1自由度系モデルを用いた解析はより簡易的なモデルによって地震時応答を追跡出来るかに着目した検討を行うために実施した。実験結果の考察から得られたように、免震橋梁模型といった橋梁システムのなかで免震支承と橋脚に塑性化が進行するつまり複数箇所での塑性化が進行する場合においても、ほぼ1次モードが卓越する地震時応答をすることが得られている。したがって等価1自由度系への縮約手法を検討することによって、1自由度系に基づく現状の設計体系のなかで、2自由度モデルを用いた動的解析を行うことなくより免震橋梁の動的特性を設計に反映することが可能となると考えられる。

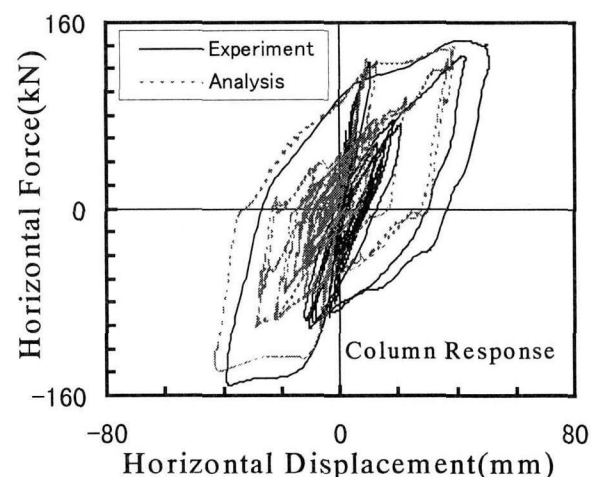
(1) 2自由度モデルを用いた動的解析

橋梁模型のモデル化にあたっては、最も単純な質点-バネ系モデルに置き換えることを考えた。上部構造および橋脚をそれぞれ質点とした2質点とし、橋脚質点には橋脚模型梁部質量および橋脚模型柱部質量の1/2を与えた。免震支承および橋脚模型には非線形せん断バネを与えた。図-13にモデル化の概要図を示す。

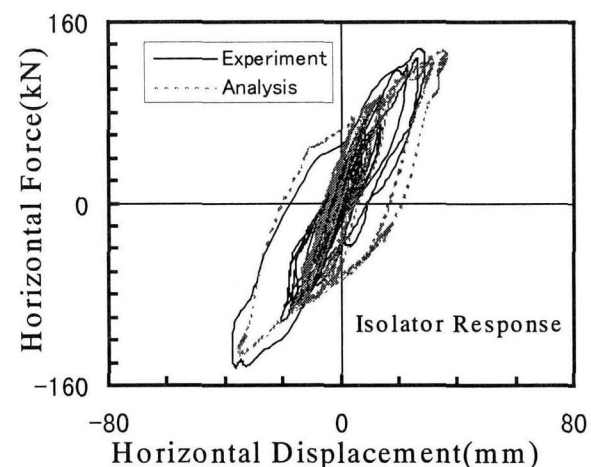
橋脚模型は、橋脚模型上端位置での水平慣性力-水平変位関係を非線形せん断バネでモデル化を行った。橋脚模型の復元力特性については、ひび割れを無視し初降伏時と終局時を結ぶ二次勾配を有する最大点指向型バイリニア武田モデルを用いた。二次勾配の設定においては初降伏耐力と終局耐力とを結ぶ勾配を用いて設定した。なお降伏耐力=終局耐力とする二次勾配をゼロとする復元力特性のモデル化では、橋脚の変位応答を過小評価することを別途確かめている。免震支承には、バイリニアせん断バネモデルを用いた。免震支承の二次剛性は、振動台実験に先だって実施した特性試験結果の降伏荷重(Q_d)と、①最大変位点を結んだ剛性、②最大荷重点を結んだ剛性、および③荷重変位最大点を結んだ3つの方法によって評価した。一次、二次剛性の比は、6.5:1とした。



(a) 免震支承上端位置 (全体系)



(b) 橋脚模型上端位置 (橋脚模型部材)



(c) 免震支承

図-14 実験結果と解析値の比較

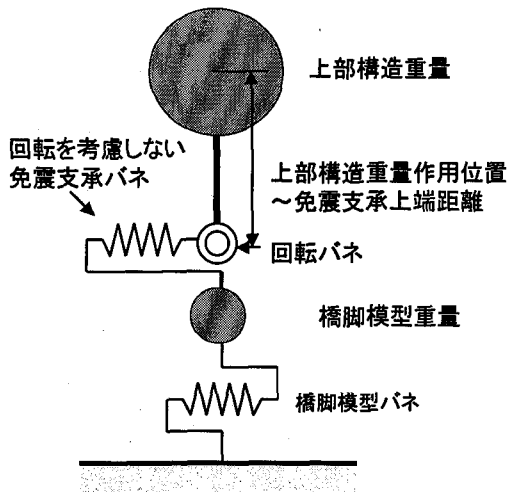


図-13 動的解析に用いた2自由度モデルの概要図

さらに免震支承のモデル化においては、支承の回転の影響も考慮した。これは、加振実験中の免震支承と桁の動きに着目していると、免震支承が大きくせん断変形した時に免震支承の上部鋼板の傾きが観察されたためである。この回転運動は、上部工重量重心位置と免震支承の上端間の距離が大きく、桁の水平移動に伴って免震支承の上端に付加モーメントが作用するために生じているものと考えられた。

上部構造による免震支承に作用する回転の影響は、図-13のように免震支承の回転剛性を取り入れたようなモデル化で表現することを考えた。この場合、上部構造重心位置と免震支承上端までの距離が一定でかつ免震支承の回転剛性が一定である場合は、次式のように水平せん断バネに簡略化することが可能である。

$$K_{b1} = \frac{K_{b1}' \cdot K_{br} / L}{K_{b1}' + K_{br} / L} \quad (2)$$

$$K_{b2} = \frac{K_{b2}' \cdot K_{br} / L}{K_{b2}' + K_{br} / L} \quad (3)$$

$$K_{br} = C_M \cdot G \cdot \frac{a^3 \cdot b}{ne \cdot te} \quad (4)$$

ここに、

- K_{b1} : 免震支承の1次剛性（回転剛性考慮有）
- K_{b1}' : 免震支承の1次剛性（回転剛性考慮無）
- K_{b2} : 免震支承の2次剛性（回転剛性考慮有）
- K_{b2}' : 免震支承の2次剛性（回転剛性考慮無）
- K_{br} : 免震支承の回転剛性¹⁾
- L : 上部構造－免震支承連結部ピン位置から－免震支承の回転中心までの距離
- C_M : b/a より定まる変数
($b/a=1$ のとき $C_M=0.01157$)
- G : せん断弾性係数
- a, b : 免震支承の回転軸方向、直角方向寸法

te, ne : ゴムの一層あたりの層厚、層数

減衰についてはRayleigh型減衰を与えた。なお、各部の減衰定数は、各々履歴減衰を別途考慮することから、免震支承で0%、橋脚模型で2%としている。時刻歴応答計算はNewmark β 法を用いた。なお、実験の計測記録は1/200secであることから、解析の精度を高めるため計算間隔は1/2000secとした。

図-14には、3ケースの免震支承のモデルのうち、最も良い一致を示した荷重変位最大点によりモデル化を行ったケースの計算結果を示す。図-14では、免震支承上端位置および橋脚模型上端位置における水平慣性力－水平変位関係、さらに免震支承の水平慣性力－水平相対変位関係における実験結果と解析結果の比較結果を示す。図-14(c)により免震支承の水平慣性力－水平相対変位関係に着目した場合、最外縁部ループの形状はやや実験結果のそれより大きいものの最大応答値については一致度が高い。免震橋梁の実務設計では免震橋梁の最大応答の再現性が重要であるが、本手法つまり実務的に用いられている免震橋梁のモデル化手法によって免震橋梁の最大応答を解析的に求めることが可能であることがわかる。最外縁ループ以外のループにおいては実験結果の剛性は解析によって得られた剛性と比べてやや小さい傾向にある。本実験では免震支承の最大変位時のせん断ひずみは約50%程度であった。せん断ひずみが50%程度を境としてLRBの復元力特性は変化することが知られており¹²⁾、剛性の違いはその影響によるものと考えられる。最大応答以降の免震橋梁の地震時挙動を解析に追求することは実務設計的には重要でないが、免震橋梁の地震時挙動の解析的な追求といった観点からはこのような剛性の違いによる地震時挙動の一致度の差は無視出来ない。このような低ひずみ領域の免震支承の復元力特性のモデル化の精度を向上させることが出来れば、さらに実験結果と解析結果の一致度が向上するものと考えられる。図-14(b)により橋脚模型上端位置における水平慣性力－水平変位関係に着目した場合、やはり最外縁以外のループについては、実験結果と解析結果の整合性が悪いが、最外縁ループの形状は実験結果と解析結果とは良く一致していることがわかる。

以上のことから、2自由度の単純な質点－せん断バネ系モデルであっても、免震支承を有する橋脚模型の振動台実験結果の最大応答を解析的に追跡できることが示された。

(2) 等価1自由度モデルを用いた動的解析

振動台実験結果より免震支承を有するRC橋脚の地震応答特性は、両者に塑性化が進行する場合においても、同位相、同一周期で振動していることが明らかとなった。そこで、本実験結果を、等価非線形1自由度系モデルによってどの程度の追跡が可能であるかについて検討を行った。

ここでは、式(5)～(8)に示される等価1自由度モデル⁷⁾を用いて免震支承上端での水平慣性力-水平変位関係に着目した検討を行った。式(5)～(8)のモデル化は、以下の仮定に基づき導かれている。

等価1自由度モデルの等価1次剛性は、免震橋梁模型の等価周期と一致するようにした。

等価1自由度系モデルの等価減衰定数は、免震支承が橋脚模型降伏相当の耐力を発現するまで変形した場合における免震支承の等価減衰定数と橋脚の減衰定数とをひずみエネルギー比例型で合成させた減衰定数を用いている。ここでは、式(7)に示すように橋脚と免震支承の剛性に比例させて等価減衰定数として算出することを試みた。このとき、合成させる場合の橋脚と免震支承の剛性は時々刻々と変化するため一義的に決定することは非常に困難であるが、等価固有周期を算定するときには橋脚の降伏剛性と免震支承の等価剛性を用いることから、それにならいう橋脚の降伏剛性および免震支承の等価剛性を用いることによって等価減衰定数を算定することとした。

等価1自由度モデルの復元力特性は最大点指向型全バイリニア武田モデルとした。等価1次剛性および等価減衰定数は以下の算定式にしたがって算出した。なお二次剛性はゼロとした。

なお、等価1自由度モデルの等価質量は、上部構造重量、橋脚重量、免震支承の等価剛性、および橋脚の降伏剛性をもつ線形2自由度系の1次振動モードにおける等価重量としている。

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_{beq}(1+W_p/W_u)} + \frac{1}{K_{p1}} \quad (5)$$

$$K_{beq} = \frac{K_{b2} \cdot P_y \cdot (W_u/W)}{P_y \cdot (W_u/W) + Q_y \cdot (K_{b2} - K_{b1})/K_{b1}} \quad (6)$$

$$h_{eq} = \frac{K_{p1} \cdot h_{beq} + K_{beq} \cdot (W/W_u)^2 \cdot h_p}{K_{p1} + K_{beq} \cdot (W/W_u)^2} \quad (7)$$

$$h_{beq} = \frac{2 \cdot Q_d \cdot (u_{beq} + Q_d/(K_{b2} - K_{b1}))}{\pi \cdot u_{beq} \cdot (Q_d + u_{beq} \cdot K_{b2})} \quad (8)$$

ここに、

- K_{eq} : 等価1自由度モデルの降伏剛性
- K_{p1} : 橋脚模型の降伏剛性
- K_{beq} : 橋脚模型降伏耐力相当時の免震支承の割線剛性
- W_u : 上部構造重量

- W_p : 橋脚模型梁部重量+1/2橋脚模型柱部重量
- P_y : 橋脚模型の降伏耐力
- Q_y : 免震支承の降伏強度
- h_{eq} : 等価1自由度系の等価減衰定数
- h_{beq} : 橋脚模型降伏相当時の免震支承の等価減衰定数
- h_p : 橋脚の減衰定数 ($h_p = 0.02$ を仮定)
- Q_d : 免震支承の降伏荷重
- u_{beq} : 橋脚模型降伏時の免震支承の変位

なお、式(5)～(8)は橋脚の復元力骨格曲線の二次勾配をゼロとした場合を想定して求められている。橋脚模型の降伏耐力の設定には、初降伏耐力、降伏耐力(終局耐力)を用いる方法があるが、ここでは橋脚の応答塑性量が橋脚のじん性能に比較して小さかったことを考慮して、応答塑性量に応じた降伏耐力の設定を行った。すなわち、実験結果より最大応答変位および最小応答変位の絶対平均変位を求め、別途解析的に求めた橋脚の荷重-変位骨格曲線関係を用いて、その絶対平均変位に対応する耐力を降伏耐力として与えた。

図-15に免震支承上端における水平慣性力-水平変位の関係を示す。本手法により等価1自由度系に簡略化したモデルを用いた場合、全体系の塑性量が実験結果と比較して小さくなる計算結果となった。しかしながら、最大ループにおける剛性についてはよく表現出来ていることがわかる。また別途全体系システムが降伏する以前の変位時刻歴波形は、よく一致する事が確認されている。このことより、等価1自由度モデルの1次剛性の与え方はほぼ妥当であると考えられる。したがって、最大応答が違う原因としては等価減衰定数の与え方がやや過大ではないかと考察された。式(7)では等価減衰定数を算定する場合に、時々刻々と変化する橋脚と免震支承の剛性を、橋脚の降伏剛性と免震支承の等価剛性を用いて表現することを試みている。しかしながら、橋脚が塑性変形し剛性が低下した場合は、橋梁システム全体系の減衰定数も低下することが容易に考察される。

図-16には、式(7)によって得られる等価1自由度系の等価減衰定数を1/2に低減して計算した結果を示す。これは、図-9の考察において示したように、加振終了時の全体系の等価減衰定数は加振前より低下していることから、橋脚模型が降伏した後は等価減衰定数を小さく評価した方が応答波形をより表現できると考えたためである。本来なら、橋脚模型の塑性応答量に応じて減衰定数を変化させるべきであるが、ここでは単純に橋脚の塑性応答量の大小に関わらず等価減衰定数を低減させた計算を行った。なお、式(7)を用いて計算された等価減衰定数は16.8%、等価減衰定数を1/2に低減した場合は8.9%である。ちなみに、(7)式の橋脚模型の降伏剛性(K_{p1})に橋脚模型最大変形時の割線剛性を代入して計算される等価減衰定数は8.9%であった。すなわち、式(9)より

算出される等価減衰定数と程良く一致する。

$$h_{eq} = \frac{K_{peq} \cdot h_{beq} + K_{beq} \cdot (W/W_u)^2 \cdot h_p}{K_{peq} + K_{beq} \cdot (W/W_u)^2} \quad (9)$$

ここに、

K_{peq} : 橋脚最大応答塑性時の割線剛性

図-16の計算結果は、負側変位最大付近は実験結果とよく一致し、正側変位最大付近はやや計算値が実験結果より小さいものの図-15と比較した場合一致度は格段に向上している。

本実験結果では式(7)によって得られる橋脚の降伏剛性および免震支承の等価剛性を用いて算出される等価減衰定数の1/2を用いた等価1自由度モデルによる動的解析によって実験結果を概ね追跡できることがわかった。また、この場合の等価減衰定数は、式(9)によって得られる橋脚の最大塑性時の割線剛性および免震支承の等価剛性を用いて算出される等価減衰定数に一致することもわかった。

このように、橋梁システムとして免震支承および橋脚の両者に塑性化が進行する場合であっても、適切な等価1自由度系にモデル化することによってシステムとしての最大応答といった地震時挙動を概ね再現できることが示された。しかしながら、減衰定数の与え方については、今後さらに検討を要することが明らかとなった。

6. おわりに

橋梁システムとして、免震支承および橋脚の両者に塑性化が進行する地震応答特性を検討するために、振動台実験および実験結果と解析結果の比較を行った。本研究によって得られた知見を以下に示す。

- ①振動台実験結果より、免震支承および橋脚模型の両者に塑性化が進行する場合においても橋梁システム全体系はほぼ1次モードが卓越する地震応答特性を示す。
- ②等価減衰定数の時刻歴波形より、主要動の後で等価減衰定数の値が低下する傾向にあった。これは、橋脚模型の損傷による剛性低下によるものと考えられる。
- ③橋脚模型が降伏するまでは、橋梁システム全体系の履歴吸収エネルギーはほぼ免震支承により吸収されているが、橋脚模型が降伏した後は、橋脚模型により吸収される量が多くなる。
- ④免震支承にバイリニアモデル、橋脚模型に武田モデルを用いた2質点-2バネ系の2自由度モデルによる動的解析は、最大応答といった実験結果をよく再現できる。この際、免震支承においては、荷重変位最大点によってモデル化を行うと一致度がよい。
- ⑤橋梁システムとして免震支承および橋脚の両者に塑性化が進行する場合であっても、適切な等価1自由度系

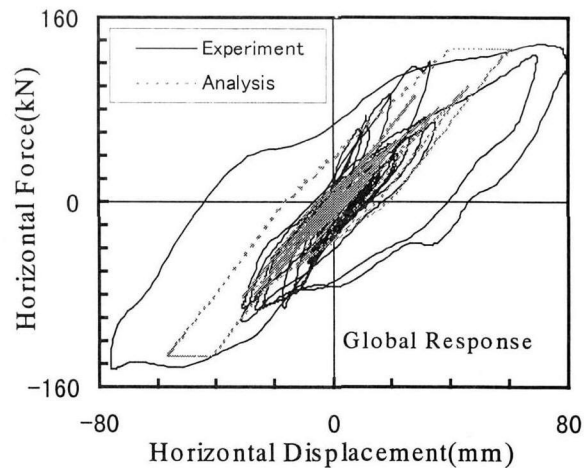


図-15 等価1自由度モデルによる解析結果と実験結果 (等価減衰定数を式(7)より算出される値とした場合)

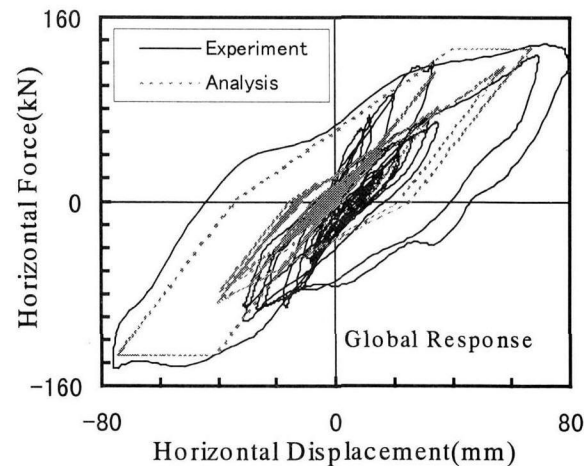


図-16 等価1自由度モデルによる解析結果と実験結果 (等価減衰定数を式(7)算出値の1/2とした場合つまり式(9)に従って算出した場合)

にモデル化することによってシステムとしての最大応答等の地震時挙動をよく再現できる。しかしながら、等価減衰定数の設定を工夫する必要があることが明らかとなった。なお、本実験ケースの場合、橋脚模型降伏時における橋梁全体系の減衰定数を橋脚の降伏剛性および免震支承の等価剛性と用いた剛性比例型で算定した等価減衰定数を1/2程度に低減した場合に一致度が向上した。これは、橋脚最大塑性時の割線剛性および免震支承の等価剛性とを用いて剛性比例型で算定した等価減衰定数と一致した。

【参考文献】

- 1) 建設省土木研究所:道路橋の免震設計法マニュアル(案), 平成4年10月
- 2) 日本道路協会:道路橋示方書V編耐震設計編、平成8

年12月

- 3) N. Priestley, F. Seible, and G. Calvi: "Seismic design and retrofit of bridges", John Wiley, New York, 1996
- 4) 林亜紀夫、成田信之、前田研一: 「免震橋梁の設計手法における計算制度の向上に関する考察」、構造工学論文集Vol.43A、1997.3
- 5) 謝嬋娟、山下幹夫: 「免震橋梁の大規模地震時の等価水平震度設定に関する一提案」、第52回土木学会年次学術講演会概要集、1997.9
- 6) 高橋光紀、運上茂樹: 「支承と橋脚に塑性化が生じる場合の橋の地震応答特性」、第52回土木学会年次学術講演会概要集、1997.9
- 7) Y.ADACHI, S.UNJOH, M.KOSHITOGI: "Analytical Study on the Non-linear Seismic Response Behavior of Seismic Isolator and Bridge Column System", Second World Conference on Structural Control, Kyoto, 1998.7
- 8) 家村浩和、山田善一、伊津野和行、南莊淳、野村武司、渡辺典男: 「強震下における免震橋のサブストラクチャー・ハイブリッド実験」、第22回地震工学研究発表会講演概要集、1993.5
- 9) 堀江佳平、小林寛、佐々木伸幸: 「阪神大震災における免震橋の地震応答」、第21回日本道路会議論文集、1995.11
- 10) 日本道路協会: 「道路橋の耐震設計に関する資料」、1997.3
- 11) Charles Rejcha: "Design of Elastomeric Bearings", PCI Journal, Oct. 1984
- 12) LRB技術研究会: 「鉛プラグ入り積層ゴム新特性式」、1996.6

(1998年9月18日受付)