

論文 0.4 スケール 3 径間曲線橋梁モデル震動台実験の数値解析

木下幸治^{*1}, I. G. Buckle^{*2}, D. H. Sanders^{*2}, H. Wibowo^{*3}

要旨: 本稿では米国ネバタ・リノ大学で実施された 0.4 スケールの 3 径間曲線橋梁モデル震動台実験を基に開発した上部構造の床版や鋼桁を梁要素によりモデル化する汎用的でかつ実用性の高い解析モデルの妥当性を、シェル要素を用いた高度な FEM 解析と震動台実験結果との比較より示した。その上で、減衰設定法と地震動を複数回入力した場合の残留変位の再現性を検討し、既往の減衰設定法によりポストピークの再現性向上が可能なこと、また、解析の収束安定性に配慮しつつ残留変位の再現性向上にはカバーコンクリートの残留強度を最大応力の 4%程度、軸方向鉄筋の座屈開始時ひずみを 2~3%とするのが良いことを示した。

キーワード: 震動台実験, ファイバー要素解析, 曲線橋, 鉄筋座屈, 残留変位

1. はじめに

巨大地震に対する橋梁構造物の耐震性能の評価をいかに正しく行なうことができるかが、地震防災上重要である。しかし、大断面でかつ、長大である橋梁構造物の宿命から、これまでに大規模の震動実験による検討には殆ど至っていない¹⁾。このため、橋梁システム内の上部構造、支承、隣接径間といった各要素が相互にどのような影響を及ぼすか正確に解明されておらず、橋梁システムとしての正確な耐震性能評価には至っていない。

これまでに、米国の University of California, San Diego において、また、我が国の世界最大の震動台 E-Defense において橋梁の実大構造実験が進められたが^{1),2),3)}、橋脚単体の耐震性を対象としている。さらに、橋梁システムの挙動を解析により求めた上で橋脚の実際の損傷を実験により得る解析と実験を組み合わせた大規模な分散ハイブリット実験が実施され、橋梁システムの耐震性能評価も進められた⁴⁾。しかし、解析に用いられている解析モデルに関して、実験に基づく精度検証が行われているとは言いがたく、結果の妥当性に疑問が残る。一方、米国の University of Nevada, Reno (以後、ネバタ・リノ大学)、また中国の同済大学において、複数の震動台を並べた橋梁震動台試験システムによる大規模な橋梁震動台実験^{5),6),7)}等が勢力的に実施され、橋梁システムの耐震性能評価や数値解析技術の検証が進められている。このような現状から、橋梁システムを対象とした大規模な震動台実験に基づき数値解析の高度化を目指すといったことが、今後重要になると考えられる。

米国ネバタ・リノ大学では、実大の 0.4 スケールの大型の 3 径間曲線橋モデルを用いた橋梁震動台実験 (図-1) を実施し、その実験を基にしたシェル要素を用いた高度な FEM による数値解析の妥当性を検証してきてい



図-1 3 径間曲線橋梁モデルの震動台実験

る。しかし、実務において、大断面でかつ長大な橋梁システムの耐震性能評価を行うためには、高精度でかつ簡易な数値解析モデルの開発が不可欠と考えられるが、このようなモデルの提案には研究の余地が残されている。

著者らは、米国ネバタ・リノ大学で実施された橋梁震動台実験を基に、汎用的でかつ実用性の高い解析モデルを開発した⁸⁾。具体的には、シェル要素を用いた高度な FEM を使用せずに梁要素を用いて上部構造の床版や鋼桁をモデル化した、簡易提案モデルの妥当性を検証した⁸⁾。ここでは、著者らが開発した解析モデルに加え、既往の文献¹⁾を参考に上部構造を有する橋梁震動台実験の数値解析における減衰の設定方法^{9),10)}と残留変位の再現性¹⁰⁾を検討した結果を示す。

2. 簡易解析モデルの提案⁸⁾

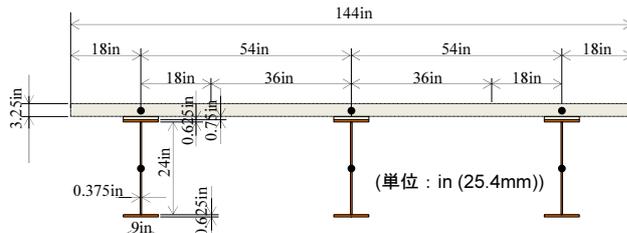
2.1 曲線橋梁モデルの震動台実験の概要

図-1 に曲線橋梁モデルの震動台実験 (計 4 台の震動台を使用) を示し、そのモデルとプロトタイプとの諸言の比較を表-1 に示す。震動台実験はネバタ・リノ大学の the Large-Scale Structures Laboratory にある the four NEES shake tables を用いて行われた。橋梁モデルは実大のプロトタイプの 0.4 スケールの RC 橋脚を有する 3 径

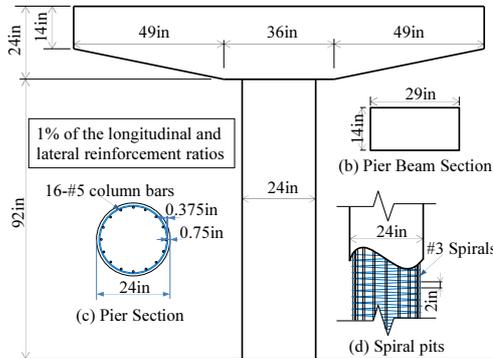
*1 岐阜大学 工学部社会基盤工学科助教 博士 (工学) (正会員)

*2 University of Nevada, Reno, Department of Civil and Environmental Engineering, Foundation Professor

*3 Iowa State University, Department of Civil, Construction, and Environmental Engineering, Post-Doc., Res. Assoc.



(a) 上部構造断面図 (上部構造重量 : 1396kN)



(b) 橋脚配筋図

図-2 上部構造の断面図と橋脚配筋図

間連続高架橋である。図-2 に上部構造の断面図と RC 橋脚の配筋図を示す。上部構造はコンクリート床版の鋼 I 形 3 主桁である。中央径間は震動台上の 2 つのコンクリート橋脚により支持され、左右の径間端は震動台上に設置した 2 つの橋台により支持されている。コンクリート橋脚上の支承には、3 次的に回転できるピン支承、橋台上の可動支承には 3 方向に可動できるテフロン系すべり支承を用いている。橋梁モデルの設計地震動には 1994 Northridge Earthquake の Sylmar record を用い、S1 で 0.41g と調整した地震波形を 100%とされている。なお、震動台実験の詳細は文献 5), 6) を参照されたい。

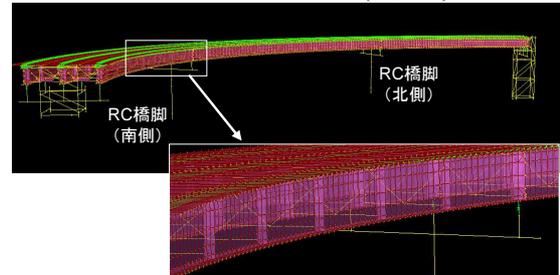
2.2 提案モデルの概要

図-3 に解析モデルを示す。図-3(a)は SAP2000 を用いて作成した FEM 解析モデルであり、上部構造は主にシェル要素にてモデル化されている。図-3(b)は、UC-win/Frames(3D)を用いて作成した解析モデルであり、本研究で提案した簡易解析モデルである。提案モデルは上部構造にシェル要素を使用せず、全て梁要素によりモデル化し、計算コスト削減を図った。提案モデルでは、床版と鋼 I 桁との接続に用いた梁要素にはウェブの剛性を与え、またコンクリート床版の橋軸直角方向の接続に用いた梁要素はコンクリート床版の橋軸直角方向の剛性を与えている。従来、梁要素を用いた上部構造のモデル化では、剛と見なせるオフセット部材が用いられることが多く、例えば、鋼 I 桁と床版の接続には剛体が用いられる¹¹⁾。しかし、このようなモデルでは鋼 I 桁ウェブの剛性が十分に評価できず、曲線橋梁の上部構造がねじれを再現できない課題があることから、その課題を改善し

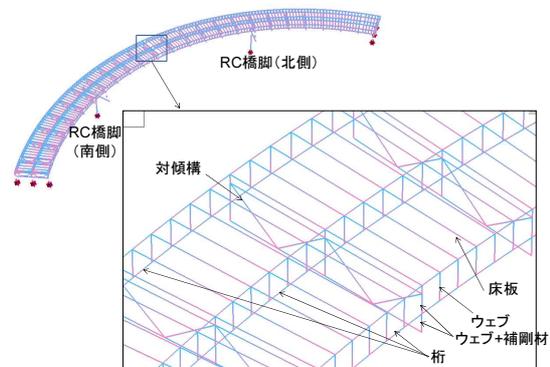
表-1 プロトタイプと橋梁モデルの比較

	プロトタイプ	モデル
全長	110.5	44.2
スパン長	32-46.5-32	12.8-18.6-12.8
半径(中心)	61.0	24.4
全幅	9.1	3.7
桁間隔	3.4	1.4
橋脚高さ	5.8	2.3
橋脚直径	1.5	0.6

(単位: m)



(a) FEM モデル (SAP2000)



(b) 提案モデル

図-3 解析モデル

表-2 解析モデルの固有周期の比較

モード No.	方向	周期 (秒)		FEM/提案
		FEM	提案	
1	橋軸直角	0.634	0.661	0.96
2	方向	0.486	0.503	0.97
3	橋軸	0.426	0.412	1.03
4	鉛直	0.325	0.386	0.84

たモデルとした。ただし、従来モデルとの比較には至っておらず、その比較は今後の課題としたい。なお、上部構造は弾性体として扱った。RC 橋脚はファイバー要素によりモデル化し、コアコンクリート、カバーコンクリートの応力-ひずみ関係には Hoshikuma ら¹²⁾のモデルを採用した。軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係は、この章では軸方向鉄筋の座屈を考慮しないバイリニア型とした。Rayleigh 減衰には 0.5Hz と 15Hz のモード減衰比 ζ_n が 5%とする曲線を用いた。さらに、この章では、橋台上のテフロン系すべり支承の摩擦は考慮しないフリーとした。

2.3 提案モデルの検証

(1) 固有振動解析結果

提案モデルの妥当性の検証を目的に FEM 解析モデルの固有振動解析結果との比較を実施した。ここでは、地

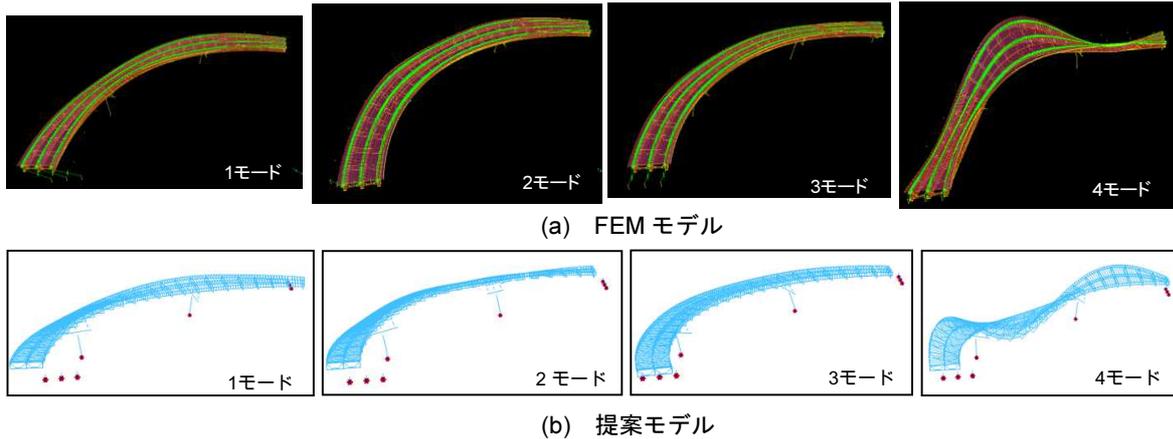


図-4 固有振動モード

震時の挙動に大きな影響を及ぼす 1~4 次の低次モードの比較を通じて解析モデルの動的特性を検証した。表-2にFEM解析と本提案モデルの固有周期結果の比較を示し、図-4に4次までの振動モードの比較を示す。図-4(a)より、提案モデルは1次から3次の震動モードまで、FEM解析と良く一致した。4次のモードは上下方向で逆位相となった。表-2より、振動モードと同様に提案モデルの1次から3次の固有周期はFEM解析と良く一致した。4次の振動モードでは若干の差異が見られた。

(2) 地震応答解析結果

100%設計地震動を入力した場合の橋軸方向と橋軸直角方向の変位を合成した変位の時刻歴の提案モデルの地震応答解析結果と震動台実験結果との比較を図-5に示す。図-5(a)はNorth Columnの結果であり、図-5(b)はSouth Columnの結果である。図-5より、提案モデルの解析結果は実験結果のピーク変位と良く一致していることがわかる。ただし、ポストピーク領域では、解析と実験に違いが見られることから、ポストピークを踏まえた解析モデルの精度向上が必要であると言える。

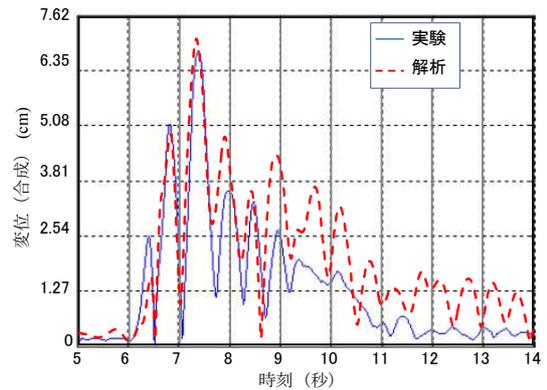
以上より、提案モデルは、FEM解析と概ね同様の振動モードと固有周期を与えるとともに、実験のピーク変位を良く評価可能であるといえる。

3. 減衰に関する検討^{9),10)}

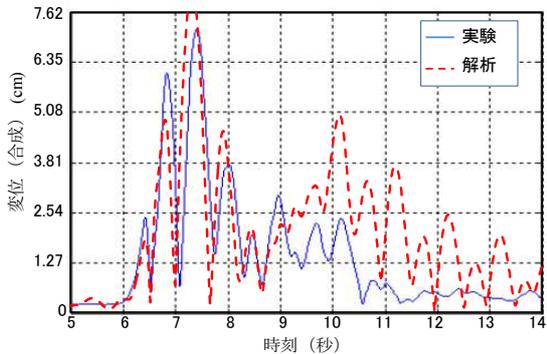
2. で述べたように、提案モデルには、ポストピークの再現性向上という課題が残っている。ここでは、提案モデルを用いて、2. において摩擦フリーとしている橋台上のテフロン系すべり支承の摩擦の考慮と、これに合わせたRayleigh減衰の設定方法について検討した。

3.1 すべり支承の摩擦履歴とRayleigh減衰の設定

すべり支承の摩擦履歴モデルと、これに合わせたRayleigh減衰の設定方法について川島ら¹⁾は、すべり支承の摩擦履歴モデルに δ_y を0.1mmと仮定した完全弾塑性型を用いている。この摩擦履歴モデルに合わせ、



(a) 橋脚 (北側)



(b) 橋脚 (南側)

図-5 地震応答解析結果

Rayleigh減衰は1Hzから25Hzのモード減衰比 (Modal Damping Ratio) ζ_n が非常に小さい0.1%と仮定されている。この設定により、E-Defenseを用いた実大の橋脚単体を対象とした震動台実験結果と解析結果との良い一致を得ている。そこで、ここでは多径間で、かつ上部構造を有する橋梁モデル震動台実験に対しても川島ら¹⁾の設定が適用可能か検証した。なお、Rayleigh型の減衰マトリックス、モード減衰比 ζ_n は以下の式で与えられる¹²⁾。

$$\mathbf{c} = a_0 \mathbf{m} + a_1 \mathbf{k} \quad (1)$$

$$a_0 = \zeta \frac{2\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (2)$$

$$a_1 = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (3)$$

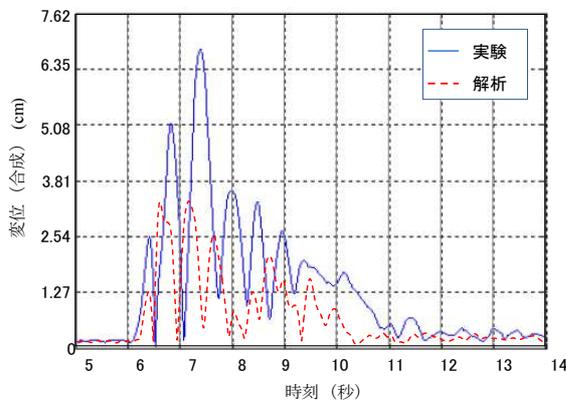
$$\zeta_n = \frac{a_0}{2} \frac{1}{\omega_n} + \frac{a_1}{2} \omega_n \quad (4)$$

ここで、 \mathbf{m} は質量マトリックス、 \mathbf{k} は剛性マトリックス、 ω_n は固有円振動数、 a_0 と a_1 は係数であり、それぞれ上式(2)、(3)で得られる。なお、各支点の死荷重反力 R_d は重力加速度を与えた静的解析より求めた。

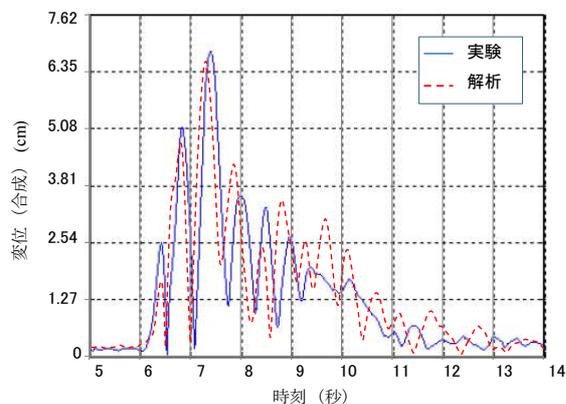
従来 RC 橋脚に対する Rayleigh 減衰は、RC 橋脚に対しては想定される振動数 (Frequency) のモード減衰比 ζ_n が 5%と設定される。2. の地震応答解析では従来の方法に従い、0.5Hz と 15Hz のモード減衰比 ζ_n が 5%となる曲線を用いた。本章では、川島ら¹⁾を参考に振動数 1Hz から 25Hz を 0.1%とした減衰曲線を用いた。次節ではこれら 2つの減衰曲線を用いて、すべり支承の摩擦の考慮の有無を検討した。

3.2 解析結果

図-6(a)に 2. の解析と同様に Rayleigh 減衰を設定し、かつすべり支承の摩擦を考慮した地震応答解析結果を示す。図-6(a)より、解析結果が実験結果に比べ非常に小さいことがわかる。これは、すべり支承の摩擦を考慮したことで、橋梁モデルの減衰が過大に評価されたためではないかと考えられる。次に、すべり支承の摩擦の考慮と、Rayleigh 減衰を小さく設定したモデルの解析結果を図-6(b)に示す。図より、解析結果と実験結果のポス



(a) Rayleigh 減衰 5%とすべり支承摩擦考慮



(b) Rayleigh 減衰 0.1%とすべり支承摩擦考慮

図-6 地震応答解析結果 (橋脚 (北側))

トピーク挙動が良く一致することがわかった。

以上より、上部構造を有する橋梁震動台実験においても、川島ら¹⁾を参考にすべり支承の摩擦考慮と、Rayleigh 減衰を小さい 0.1%に設定することにより、ピーク変位のみならず、ポストピークも良く再現可能であることを確認できた。

4. 残留変位に関する検討¹⁰⁾

以上の検討に続いて、ここでは提案モデルの残留変位の再現性について検討する。震動台実験では Sylmar record の倍率を 10%~350%の間で 10 段階に変えて連続で実験が実施されている⁶⁾。実際には各波形入力後に損傷のチェックを行った後、ホワイト・ノイズを入力後に次の倍率の波形入力へと移行している⁶⁾。震動台実験における損傷状況は Levi¹⁴⁾により詳細に報告されており、入力地震動 200%時にカバーコンクリートの明確な剥落が確認、250%時に剥落が進み、300%時に軽微な軸方向鉄筋の座屈が観察、350%時に明確な軸方向鉄筋の座屈が観察されている。そこで、ここでは軸方向鉄筋の座屈が確認された 300%以上を対象に残留変位の再現性を検討した。

4.1 カバーコンクリートの残留強度と軸方向鉄筋の座屈開始時ひずみの設定

地震時の橋脚の損傷は、橋脚表面でのひび割れ発生、カバーコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈、コアコンクリートの圧壊、その後の鉄筋カゴからの噴出^{1),2)}を経て、最終的に倒壊に至る。しかし、現行のファイバー要素を用いた解析では、軸方向鉄筋の座屈の良い再現に

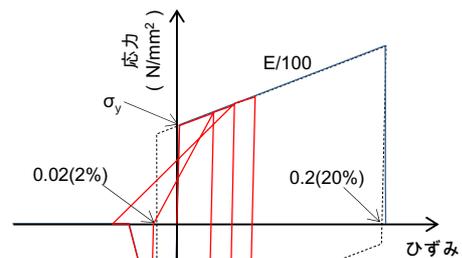


図-7 主鉄筋の応力-ひずみ関係

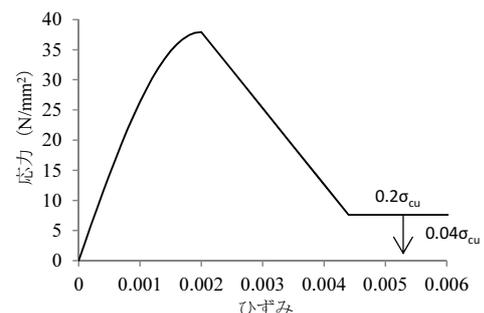


図-8 カバーコンクリートの応力-ひずみ関係

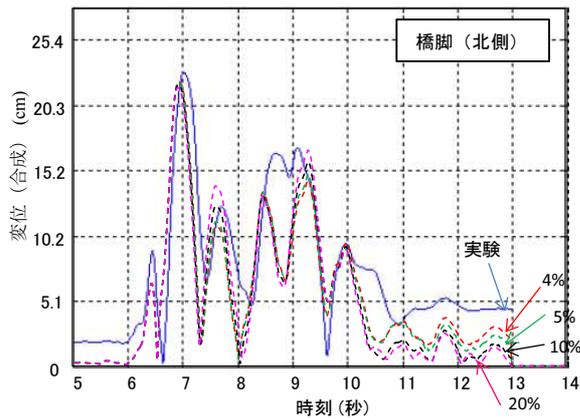


図-9 コンクリート残留強度を変えた結果 (350%)

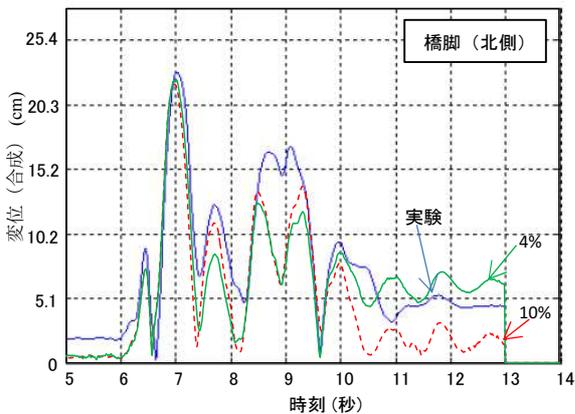


図-10 300%~350%を連続で地震波形入力した結果

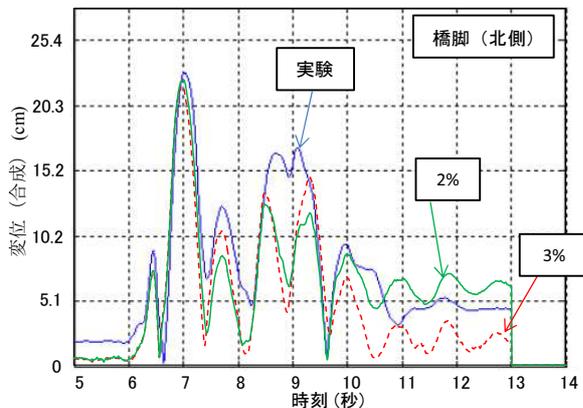


図-11 鉄筋座屈開始時期に関する検討

は至っていない。このため、軸方向鉄筋を直接解析モデルに考慮した方法¹⁵⁾が検討されている等、いまだ検討の余地が残されている。ファイバー要素を用いた解析において、カバーコンクリートの残留強度は、剥落の再現を目的に強度軟化後に0とされている。コアコンクリートは、最大応力以降軟化曲線としているが、帯鉄筋による拘束効果により最終的に残留強度を一定に保持する、またはピーク後の軟化曲線の傾きを非常に緩やかとするモデルが採用されることが多い。軸方向鉄筋の座屈はカバーコンクリート剥落後であり、軸方向鉄筋の座屈の再現性を向上するためにはカバーコンクリートの強度を0に

近づけることが精度向上に繋がると考えられる。しかし、多径間を有する大規模な高架橋梁の地震応答解析の収束計算を安定させるためには、少しでも残留強度を有している方が良い。実際に、本解析においても軸方向鉄筋の座屈を考慮後に、設定によっては解析が収束しない問題が生じている。そこで、ここではカバーコンクリートの残留強度と軸方向鉄筋の座屈との関連について検討することとし、図-7のように圧縮側で軸方向鉄筋の座屈を考慮した応力-ひずみ関係を用いた。圧縮側の座屈開始時のひずみは2%と設定し、座屈後の剛性は鋼材の弾性係数Eの10分の1とした。その上で、Hoshikumaら¹²⁾のモデルにおけるカバーコンクリートの残留強度(図-8)を $0.2\sigma_{cu}$ (σ_{cu} はコンクリートの最大応力)から $0.04\sigma_{cu}$ まで変化させた解析を実施することでカバーコンクリートの残留強度の影響を検討した。

4.2 解析結果

図-9に軸方向鉄筋の座屈を考慮した上で、コンクリートの残留強度を変化させた入力地震動350%時の地震応答解析結果を示す。図-9より、残留強度を徐々に小さくすることにより、残留変位が大きくなることがわかる。次に、入力地震動300%から350%を連続して解析した結果を図-10に示す。図-10より残留強度を小さくした残留強度4%の結果は残留強度10%の結果よりも実験結果を良く再現した。以上より、残留変位の再現性を高めるためにはカバーコンクリートの残留強度を小さくする必要があることがわかり、4%程度の残留強度で実験結果の残留変位を良く捕えることがわかった。

次に、軸方向鉄筋の座屈開始時の影響を検討するために、図-11に軸方向鉄筋の座屈開始時を2%から3%に変化させた結果を示す。軸方向鉄筋の座屈開始時を2%から3%に変化させることにより、2%とした場合は過大評価、3%の方は過小評価になるといった違いが生じるが、いずれも概ね実験結果を捕えていることがわかった。

以上より、本解析条件からは解析上の収束安定性に配慮し、カバーコンクリートの残留強度は最大応力の4%程度、軸方向鉄筋の座屈開始時のひずみは2~3%程度が良いといえる。

5. 結論

本研究は実大の0.4スケールの3径間曲線橋梁モデルを用いた震動台実験を基に、上部構造のモデル化方法、減衰設定方法、並びに連続して地震動を入力した場合の残留変位の再現性について検討した。

本研究により得た成果を以下にまとめる。

1. 曲線橋梁上部構造の梁要素を用いた簡易なモデル化方法を提案し、提案モデルはシェル要素を用いた高度なFEM解析と概ね同様の振動特性を有し、か

つ実験結果のピーク変位を良く評価可能である。

2. 提案モデルのポストピークの再現性向上を目指し、川島ら¹⁾を参考にすべり支承の摩擦考慮に合わせ Rayleigh 減衰を 1Hz から 25Hz のモード減衰比を 0.1%と仮定する設定を検討し、ピーク変位のみならず、ポストピークも良く再現できることを示した。
3. 残留変位の再現性向上のためには、解析の収束安定性に配慮し、残留強度と軸方向鉄筋の座屈開始時期を決定する必要がある。ここでは、カバーコンクリート残留強度を最大応力の 4%程度、軸方向鉄筋の座屈開始時ひずみを 2~3%として良い結果を得た。以上は有用な知見ではあるが、本橋梁と対象地震波により得られたものであり、更なる検討が必要になる。

謝辞

本研究は第一著者が Visiting Scholar として Dept. of Civil & Environmental Eng., University of Nevada, Reno に滞在した期間（平成 24 年 4 月～25 年 3 月）に実施した研究であり、the Curved Bridge Project に関わる教職員と学生諸君から貴重な助言と協力を頂いた。また、一般社団法人日本橋梁建設協会「東日本大震災の経験に基づく鋼橋の防災技術に関する研究助成」、財団法人海洋架橋・橋梁調査会（現、一般財団法人 橋梁調査会）の平成 25 年度「橋梁技術に関する研究開発助成」の助成、並びに平成 25 年度岐阜大学・大学活性化経費を受けて実施された。さらに、土木学会平成 24 年度吉田研究奨励賞を授与された研究である。ここに記して感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 川島一彦, 佐々木智大, 右近大道, 梶原浩一, 運上茂樹, 堺淳一, 幸左賢二, 高橋良和, 矢部正明, 松崎裕: 現在の技術基準で設計した RC 橋脚の耐震性に関する実大震動台実験及びその解析, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.2, pp.324-343, 2010.6
- 2) Kawashima, K., Sasaki, T., Kajiwar, K., Ukon, H., Unjoh, S., Sakai, J., Takahashi, Y., Kosa, K. and Yabe, M.: Seismic Performance of a Flexural Failure Type Reinforced Concrete Bridge Column Based on E-Defense Excitation, Doboku Gakkai Ronbunshuu A, Vol.65, No.2, pp.267-285, April 2009
- 3) Restrepo, J. I., Schoettler, M. J., Guerrini, G, Duck, D. E., and Carrea, F.: Scale effects of reinforced concrete columns under shake table testing: Phase I – Full scale test results, 8th International Conference on Urban Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, pp.1089-1095, March 2011
- 4) 高橋良和, 中野陽介, 家村浩和, Mahin, S. A., Fenves, G. L.: 逆 L 字形橋脚を有する橋梁システムの日米間分散ハイブリッド地震応答実験, 土木学会地震工学論文集, pp. 944-952, 2007.8
- 5) Monzon, E. V., Wei, C., Buckle, I. G. and Itani, A. M.: Seismic response of a curved bridge with full and hybrid protective systems, 9th International Conference on Urban Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, pp. 1139-1146, Mar. 2012
- 6) Wibowo, H., Sanford, D.M., Buckle, I. G. and Sanders, D.H.: Effects of Live Load on Seismic Response of Bridges: A Preliminary Study, Civil Engineering Dimension, Vol.14(3), pp.166-172, Dec. 2012
- 7) 後藤芳顯, 海老澤健正, 奥村徹, 小畑誠: マルチ振動台を用いた 2 径間連続高架橋模型の水平 2 方向加振実験, 第 68 回土木学会年次学術講演会, 2013.9
- 8) Kinoshita, K., Buckle, I. G., Sanders, D. H. and Wibowo, H.: Numerical Analysis of a Horizontally Curved Bridge Model, Tenth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Paper ID 1528, July. 2014
- 9) 木下幸治, Buckle, I. G., Sanders, D. H., Wibowo, H.: 曲線橋を有する RC 高架橋震動台実験の数値解析, 第 17 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 97-102, 2014.7
- 10) 木下幸治: 世界最大橋梁震動台実験を基にした橋梁システムの数値解析技術の高度化とそれに基づく橋梁上部構造 2 次部材を利用したダンパーの効果, J-BEC レポート, Vol. 9, 一般財団法人 橋梁調査会, 2014.11
- 11) 日本鋼構造協会: ファイバーモデルを用いた鋼橋の動的耐震解析の現状と信頼性向上, JSSC テクニカルレポート, No. 93, 2011.2
- 12) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A.W.: Stress-Strain Model for Confined Concrete in Bridge Piers, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.123, No.5, pp.624-633, May. 1997
- 13) Chopra, A.K.: Dynamics of Structures, Second edition, Prentice-Hall, New Jersey, 2001
- 14) Levi, M. J.: Seismic Response of Columns in Horizontally Curved Bridges, M.S. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Nevada, Reno, Dec. 2011
- 15) Ichikawa, S., Sasaki, T., and Kawashima, K.: Analytical Idealization of Local Buckling of Longitudinal Bars for Analyzing the Seismic Performance of RC Columns, Proc. 13th Japan Earthquake Engineering Symposium, Japan Association for Earthquake Engineering, pp.3247-3254, Nov. 2010