

曲線ラーメン橋梁の耐震設計手法に関する検討

伊津野 和行¹・ 桑 尚輔²・ 林 江利子³
中 藺 明広⁴・ 高 橋 章⁵・ 廣瀬 彰則⁶・ 坂本 眞徳⁶

¹正会員 工博 立命館大学助教授 理工学部土木工学科(〒525-8577滋賀県草津市野路東1-1-1)

²学生会員 立命館大学大学院 理工学研究科 環境社会工学専攻(〒525-8577滋賀県草津市野路東1-1-1)

³非会員 立命館大学理工学部 土木工学科(〒525-8577滋賀県草津市野路東1-1-1)

⁴正会員 工修 日本道路公団大阪建設局 建設第二部構造技術課(〒550-0004大阪市西区靱本町1-11-7)

⁵非会員 日本道路公団大阪建設局 建設第二部構造技術課(〒550-0004大阪市西区靱本町1-11-7)

⁶正会員 中央復建コンサルタンツ(株) 第三設計部第二課(〒532-0004大阪市淀川区西宮原1-8-29-33)

1. はじめに

戦後、第1次道路整備五カ年計画から始まった本格的な道路整備は、現在、第11次道路整備五カ年計画として着々と進められている。このような中、ネットワークの充実を目標として国土開発幹線自動車道の整備が進められているが、高速道路ランプ部やジャンクション等では、橋脚高が徐々に変化する曲線連続橋が数多く設計・建設されている。これら曲線連続橋は、直線連続橋とは異なり、地震時における挙動が複雑になることが予想される。道路橋示方書においては、その耐震性照査に際して、地盤バネや部材の非線形性を考慮した動的解析によるものが望ましいものとなり、曲線ラーメン橋梁に対しては、3次元非線形動的解析による構造物の挙動の把握が大変重要となってくる。

しかし、最終的には3次元非線形動的解析を行うにしても、設計の初期段階において3次元非線形動的解析を繰り返すことは、計算機が発達した現在においても実用的ではなく、簡易な方法で対象構造物の最大応答値を予測することができれば、設計を行ううえで大変有用である。

道路橋示方書において、動的解析手法として、線形動的解析と地震時保有水平耐力法を組み合わせた方法がある。この手法は、非線形域に入る部材を、降伏剛性を有する線形部材としてモデル化し、線形解析から得られた最大応答値をもとに、地震時保有水平耐力に基づくエネルギー法則を用いて非線形応答を求める方法である。しかし、この方法は、保有水平耐力法が柱頭部塑性ヒンジの状態を想定しているため、ラーメン構造としての特異性が考慮されて

おらず、ラーメン構造の優位性が反映されないため、曲げ耐力は過大となる傾向を示すものと考えられる。

そこで、Fig.1に示すように、3次元立体モデルを簡易な2次元平面モデルに置き換え、2次元非線形動的解析を繰り返すことによって、橋脚断面寸法を決定し、最終的なチェックとして3次元非線形動的解析を行えば、設計の簡略化を図ることができるものと考えた。

本研究では、3次元非線形動的解析を行い、その挙動について把握するとともに、2次元簡易モデルでの解析を行い、応答の差異について考察を行った。

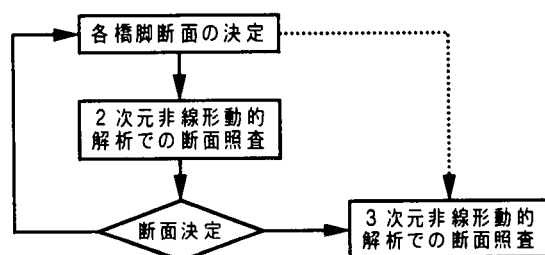


Fig.1 Proposal of analysis flow chart

2. 解析モデル、条件および手法について

解析対象とした構造物は、2種類ある。まず、Case1は、上部構造に交角約90度と非常に小さな曲率を有する鋼箱桁と、RC単柱橋脚とが剛結された6径間連続ラーメン橋で、桁長260m、スパン長は34m~56mである。また、この橋脚は、6%の縦断勾配の影響により橋脚高さが13~23mと著しく変化しており、P0は橋脚、A2は橋台で支持されている。

Case2は、上部構造に交角約120度の比較的緩や

かな曲率を有する鋼箱桁と、RC単柱橋脚とが剛結された7径間連続ラーメン橋梁で、桁長350m、スパン長は40m～54mである。また、この橋脚は、約4%の縦断勾配の影響により橋脚高さが10m～16mと変化しており、P0、P7ともに橋脚で支持されている。

3次元立体モデルの作成に関しては、Fig.2-1(a),2(a)に示すとおり、上部・下部構造ともにはり部材とし、地盤バネも考慮してモデル化している。2次元簡易モデルについては、Fig.2-1(b),2(b)に示すとおり、3次元立体モデルを上から見下ろした形で2次元化している。また、橋脚については、3次元立体モデルとは異なり、橋軸方向、橋軸直角方向バネ部材の2部材を用いてモデル化している。

また、3次元立体モデルについては、解析に用いたソフトウェアの性能上、1方向面内にしか非線形性を考慮することができない。そのため、各橋脚の橋軸直角方向の挙動についてのみ武田モデルを適用した。その他、橋脚の橋軸方向ならびに上部構造については線形はり部材としている。2次元簡易モデルについては3次元立体モデルに準じている。

3. 時刻歴応答解析による検討

(1) 時刻歴応答波形

まず、Case1の3次元立体モデルの解析結果について、I種地盤波形を入力した時の各橋脚上端部での時刻歴変位波形をFig.3に示す。

橋脚P1およびP2では、最初の10秒間で橋軸直角方向に比べ、橋軸方向の揺れが卓越した挙動を示しており、最大でほぼ倍の挙動を示しているのがわかる。これに対し、橋脚P3、P4およびP5では、橋脚P1とは逆に、橋軸方向に比べ橋軸直角方向の揺れが卓越した挙動を示しており、特に橋脚P5の橋軸直角方向の揺れは、橋軸方向に比べ最大約3倍の挙動を示していることがわかる。

これらの理由として、橋脚高の違いや、橋梁端部の支持条件など、解析対象とした曲線ラーメン橋梁の構造特性が影響していると考えられる。P0側橋梁端部では、橋梁支持により全方向に挙動する事ができるものの、A2側橋梁端部では、橋台支持によって挙動が制限され、この端部を中心とした振り子運動的な現象が起こっている。

次にCase2の3次元立体モデルの解析結果について、I種地盤波形を入力したときの各橋脚上端部での挙動についてFig.4に示す。

橋脚P5、P6では、橋軸直角方向に比べ、橋軸方向の揺れが卓越した挙動を示しており、橋軸方向の揺れは、橋軸直角方向に比べて約3倍の挙動を示し

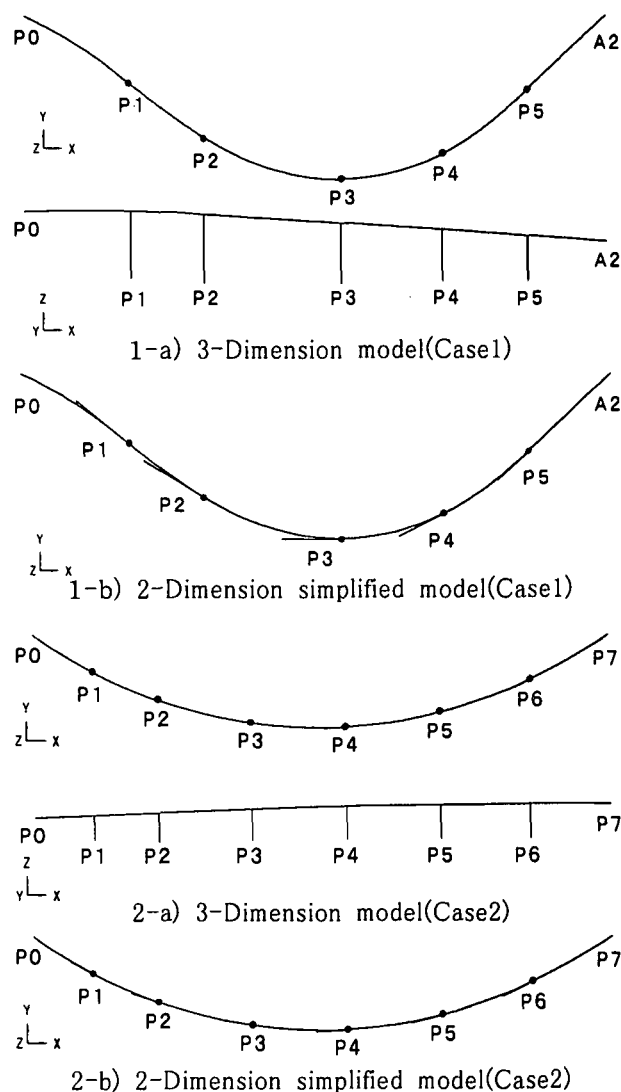


Fig.2 Analytical model

ていることがわかる。これに対して、橋脚P7、P8、P9およびP10では、橋脚P5、P6とは違い、5秒付近で橋軸直角方向の大きな揺れを示しており、橋軸方向に比べ橋軸直角方向の挙動が3倍近い応答を示しているものさえある。しかし、その後は、ほぼ均等な挙動を示していることがわかる。

これらの理由としては、やはり橋梁

端部の支持条件や橋脚高の違いによる影響が考えられる。Case1とは異なり、両端が橋脚支持であるため、端部の拘束がなく、一定方向に卓越した揺れが現れていない。また、高さがある橋脚P11側の橋軸直角方向への大きな挙動が、橋脚高の低い橋脚P4側の挙動に影響し、橋軸方向への挙動が卓越した形となって現れていると考えられる。

また、Case2では、非線形性を橋軸直角方向にだけ考慮していたが、橋軸直角方向および橋軸方向に非線形性を考慮したモデルでも解析を実施してみた(Case2')。その結果を、Fig.5に示す。

Case2と比べると、橋脚P1およびP2では、橋軸方

向が、それ以外の橋脚では橋軸直角方向の挙動が、大きくなっていることがわかる。このように、橋軸方向への挙動に対して非線形性を考慮することにより、橋軸方向の挙動のみならず、橋軸直角方向の挙動にも影響していることから、両方向の非線形性を考慮することが必要であると考えられる。

(2) 2次元簡易モデルとの最大応答値の比較

次に、2次元簡易モデルにより、解析したときの結果について、橋脚上端部での最大応答変位を3次元立体モデルと比較したものを、Table1に示す。

これらによると、橋脚P4、P5橋脚高の低いものについて若干誤差が大きいものの、その他の橋脚につ

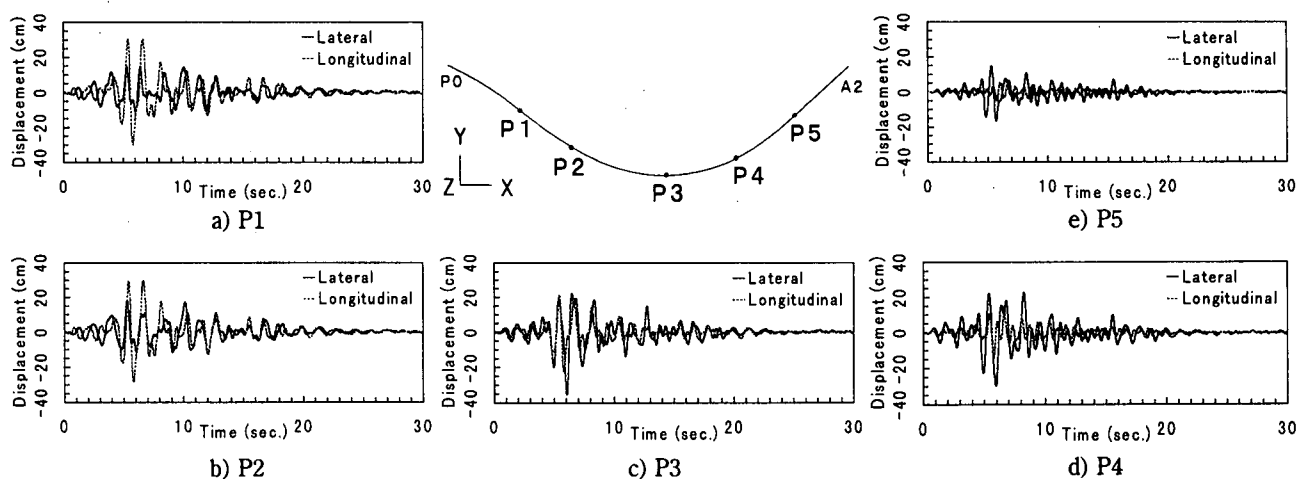


Fig. 3 Displacement response-time histories of pier (Case1)

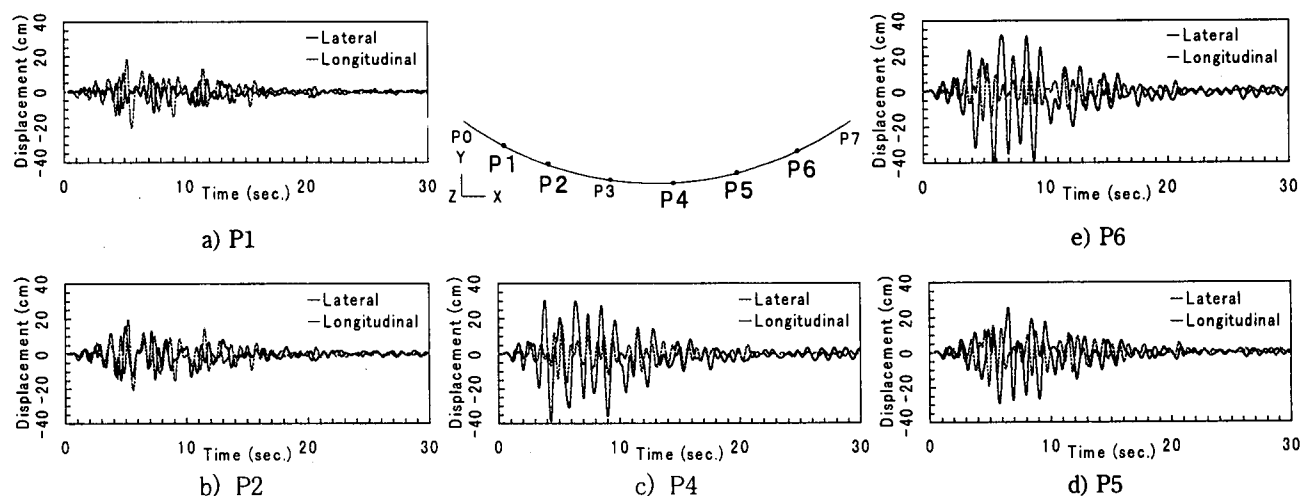


Fig. 4 Displacement response-time histories of pier (Case2)

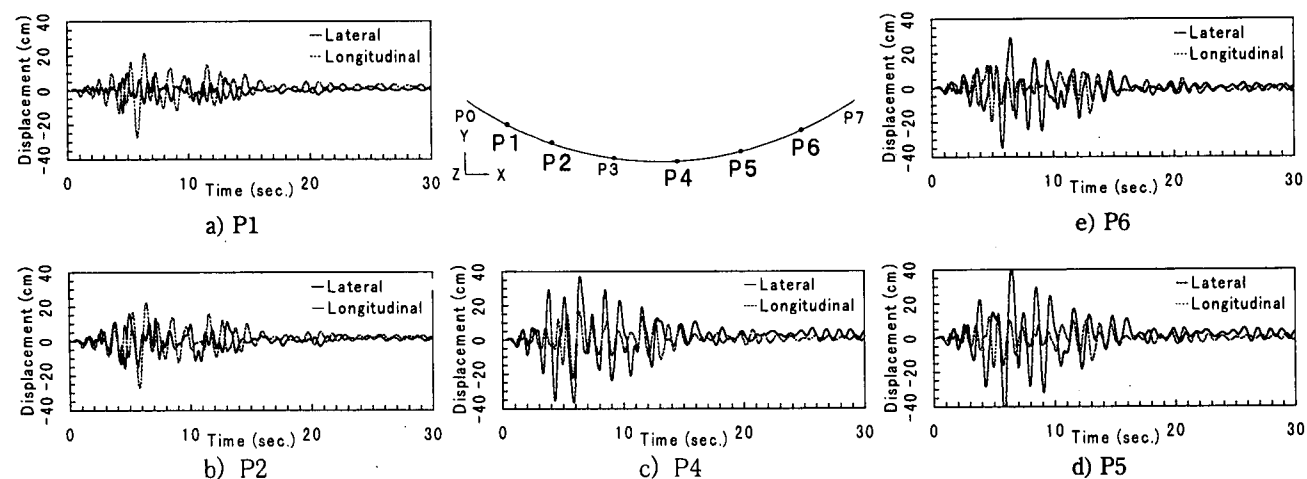


Fig. 5 Displacement response-time histories of pier (Case2')

いては、ほぼ±20%に入っていることがわかる。

また、Table2には橋脚基部での最大曲げモーメントを3次元立体モデルと比較したものを示す。2次元簡易モデルにおける橋脚基部の曲げモーメントについては、橋脚をバネ部材でモデル化していることから解析結果には直接算出されない。そこで、バネ反力と橋脚高さから算出したもの(上段)と、保有水平体力照査から算出されたP- δ 関係を基に算出したもの(下段)の2種類について、3次元立体モデルと比較している。これについても、Table1と同様、橋脚高さの低いものについては誤差は大きいものの、ほぼ±20%以内の誤差に入っていることがわかる。

以上のことから、設計の際に簡易な2次元非線形応答解析によって構造物の最大応答を予測することも可能だと考えられる。しかし、3次元立体モデルと2次元簡易モデルとの間で、固有周期が大きく異なると、応答に大きな誤差が生じてくると考えられるので、2次元簡易モデルの作成には注意が必要である。

4. 静的Push-Over解析による検討

場合によっては、2次元非線形地震応答解析も、実施しにくい場面が考えられる。ここでは、直線ラーメン橋梁で実用化されている静的なPush-Over解析を、曲線ラーメン橋梁にも適用してみる。橋梁端部を結んだ軸をX軸、それに直行する軸をY軸とする。

まず、X軸にそって力を静的に漸増载荷していき、どの段階で、どの位置に塑性ヒンジが生じるのかを調べる。そして、橋梁全体系が崩壊モードを形成する段階を終局状態と仮定し、設計荷重を設定する。曲線橋では、X軸方向の力によって、X軸方向のみならず、Y軸方向にも断面力が発生することに注意を要する。

本橋梁に対して、漸増载荷していった場合の、曲げモーメントー曲率関係をFig.6に示す。Fig.6(a)が桁

端部、Fig.6(b)が橋脚上端、Fig.6(c)が橋脚下端の関係図である。橋脚下端が最初に塑性化し、次に橋脚上端が塑性化していき、桁は線形域にとどまっている。今後、本解析をもとに、簡易静的解析による設計手法についても検討していく予定である。

Table 1 Comparison of the maximum displacement between 3-D model and 2-D simplified model.(Case1)

Pier	Maximum Displacement(cm)				Ratio of 2-D/3-D	
	3-D analysis		2-D analysis		2-D/3-D	
	Late.	Long.	Late.	Long.	Late.	Long.
P1	14.7	30.4	16.1	34.3	1.09	1.13
P2	17.8	29.6	20.8	33.2	1.17	1.12
P3	35.4	23.1	41.2	23.1	1.16	1.00
P4	29.8	14.2	39.7	11.3	1.33	0.79
P5	14.7	5.3	18.4	6.9	1.25	1.29

Table 2 Comparison of the maximum bending moment between 3D model and 2D simplified model.(Case1)

Pier	Max. Bending Moment(tonf · m)				Ratio of 2-D/3-D	
	3-D analysis		2-D analysis		2-D/3-D	
	Late.	Long.	Late.	Long.	Late.	Long.
P1	9182	26315	8195	23226	0.89	0.88
P2	7314	23358	7322	23062	0.80	0.88
			6568	20105	0.90	0.86
P3	6822	19700	6554	16433	0.90	0.70
			6463	16166	0.95	0.82
P4	5532	10012	6468	13875	0.95	0.70
			5121	12955	0.93	1.29
P5	11353	9321	5108	9121	0.92	0.91
			10231	17138	0.90	1.84
			5128	6911	0.45	0.74

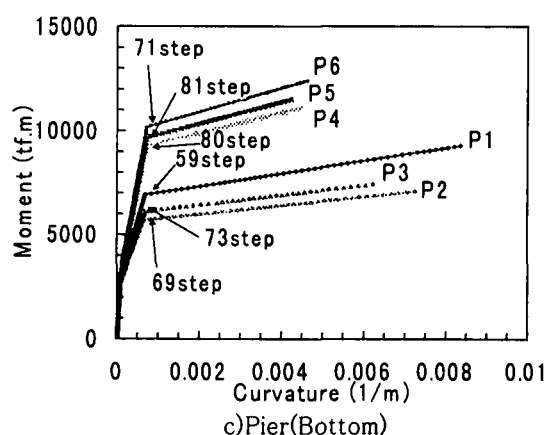
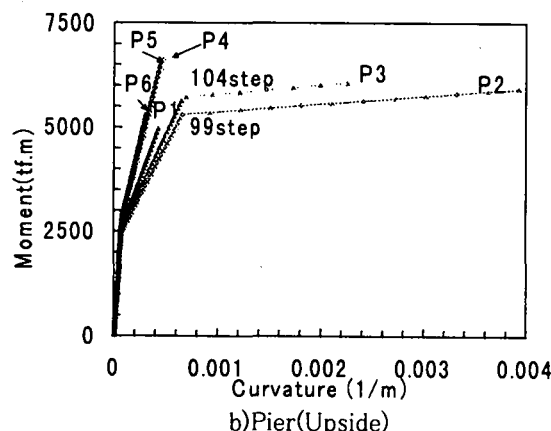
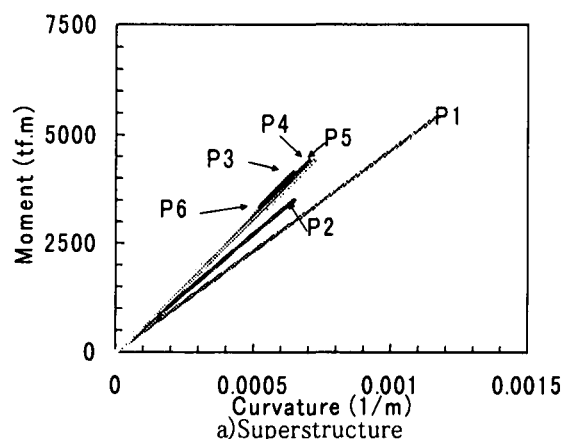


Fig.6 Moment-Curvature relationship of piers and beam.