

立命館大学大学院	学生員	○ 桑 尚輔
立命館大学理工学部	正会員	伊津野和行
日本道路公団大阪建設局	正会員	中 衛 明
	非会員	高 橋 章
中央復建コンサルタンツ(株)	正会員	廣 瀬 彰
	正会員	坂 本 眞
	正会員	中 谷 武弘

1. はじめに

道路橋示方書同解説 V 耐震設計編が改訂され、不静定構造物であるラーメン構造に対しても、震度法による設計のみならず、保有水平耐力法による照査も行わなければならないようになった。しかし、保耐法を多径間連続曲線ラーメン橋梁に適用するには、水平力をかける方向の検討をおこなわなければならない。また、曲線橋梁は、地震時においては複雑な挙動を示す構造物に分類されるため、部材の非線形性を考慮した3次元立体モデルによる動的解析を行いながら、設計を進めていかなければならない。しかし、ソフトウェアが発達した現在であっても、3次元非線形動的解析、に対して、全方向に非線形性を考慮することができるソフトは多くない。

そこで本研究では、多径間連続曲線ラーメン橋梁の3次元非線形動的解析を行い、非線形性を考慮する方向の違いによって、応答がどのように変化するかについて比較検討を行った。

2. 解析モデル、条件及び方法について

解析対象としたモデルは、上部構造に交角約120度と比較的緩やかな曲線を有する鋼桁桁と、RC橋脚とが剛結された7径間連続複合ラーメン橋梁である。桁長350m、スパン長は39m~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と変化している。各橋脚の名称は、左から P1、P2、P3、P4、P5、P6 としており、P0側、P7側橋梁端部ともに橋脚により支持されている。

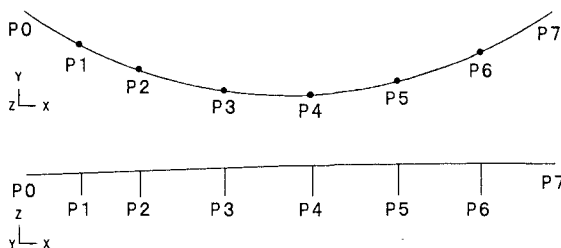


Fig.1 3次元解析モデル (Case 1 & 1-A)

3次元立体解析モデルの作成に関しては、上部・下部構造ともにはり部材とし、地盤バネも考慮している。また、非線形性の考慮については、考慮方向の違いをみるために、各橋脚の橋軸直角方向の挙動に対してのみ剛性劣化型トリニアモデル(武田モデル)を採用したもの(Case 1)と、全方向に対して考慮したもの(Case.1-A)、の2ケースを作成した。その他の部材は、線形部材としている。また、動的解析に用いた入力地震波形は、日本道路協会により配布されている標準入力波形<sup>1)</sup>のType II-II種地盤波形を用いている。

3. 動的解析結果および考察について

まず、Case 1 と Case 1-A における動的解析結果について、各橋脚上端部でのX-Y平面の挙動を比較したものを Fig.2 に示す。これによると、Fig.2-a),b),c),d)の橋脚P1, P2, P3およびP4においては、橋軸方向の挙動に差がみられることがわかる。最大応答値で比較すると、約30%ほど Case 1-A の応答値が大きいものとなっている。これは、Case 1 が橋軸方向に非線形性を考慮していないため、全方向に非線形性を考慮している Case 1-A と比較すると、橋軸方向の挙動に違いがあらわれるのは当然である。これに対し、Fig.2-e),f)の橋脚P5およびP6においては、非線形性を考慮していない橋軸方向ではなく、各ケースともに非線形性を考慮している橋軸直角方向への応答に、差がみられることがわかる。なかでも、橋脚P5においては、約20%ほど Case 1-A の方が大きい結果となっている。また、Fig.2-d),f)の橋脚P4およびP5においては、応答方向が、橋軸直角方向からシフトしていることがわかる。しかし、橋梁全体系の挙動についてみると、Case 1 のモデルは、橋脚P1およびP2における橋軸方向への大きな揺れ、橋脚P3, P4およびP5における応答方向や形状など、一方向のみ非線形性を考慮している Case 1 の解析モデルにより、Case 1-A の挙動を表現できていることがわかる。Fig.3 には、Fig.2 における各橋脚の最大応答変位について、方向別にまとめたものを示す。橋軸方向については橋脚P1, P2, P3およびP4、橋軸直角方向については橋脚P5およびP6の応答値に差

が見られることがわかる。橋軸方向への挙動を線形とした影響が、橋軸直角方向にもあらわれている。しかし、その影響は小さなものであることから、曲線ラーメン橋梁に対し、一方向のみ非線形性を考慮した3次元立体モデルを用いて動的解析を行なうだけでも、全体系の挙動を把握することは可能であると考えられる。しかし、

次に、Case 1-A に対して I・II 種地盤波形を用いて解析したときの、各橋脚基部での最大曲げモーメントを Fig.4 に示す。これによると、若干差はあるものの、橋軸・橋軸直角方向ともに同様の値を示しており、各橋脚基部での最大曲げモーメントは、最大応答変位とは異なり、方向による応答の差はあまりみられない。また、Fig.5 には、I・II 種地盤波形を用いて解析したときの、橋脚基部での最大曲げモーメントに関して Case 1 と Case 1-A とを比較したものを示す。これによると、各地震波形ともに、橋軸直角方向に関しては、ほぼ同様の結果を示している。Fig.4-a)の I 種地盤波形を用いて解析したときにおいては、平均12%の誤差となっており、Fig.4-b)の II 種地盤波形では、最大でも5%の誤差であり、ほぼ同様の結果となっていることがわかる。しかし、非線形性を考慮していない橋軸方向においては、2倍から最大3倍近い差がみられる。

以上、Figs.3,4 より、Case 1-A において、橋軸・橋軸直角方向の最大曲げモーメントに差があまりみられないこと、Cases 1,1-A を比較すると、橋軸直角方向についてはほぼ同様の応答を示していること、橋軸方向に対して、エネルギー一定則から非線形応答を算出する手法では誤差が生じやすいことから、Case 1 のように一方向のみに非線形性を考慮したモデルで解析を行うことで、各橋脚の最大曲げモーメントは、おおよそ予測することは可能であると考えられる。しかし、Fig.4 に示すとおり、橋軸・橋軸直角方向どちらの最大応答値が大きいかは、予測不可能であることから、安全率をかけたものを用いるなど、何らかの検討が必要である。

参考文献 1: 日本道路協会: 時刻歴応答解析に用いる標準地震入力例、1996 年

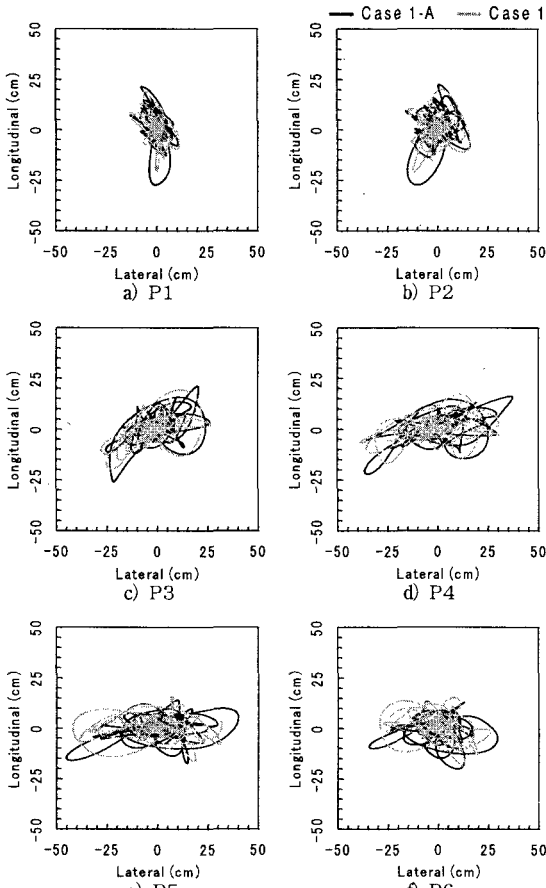


Fig.2 Case 1 と Case 1-A との比較

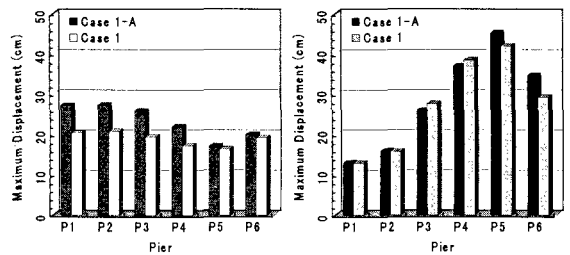


Fig.3 Case 1 と Case 1-A における最大応答変位

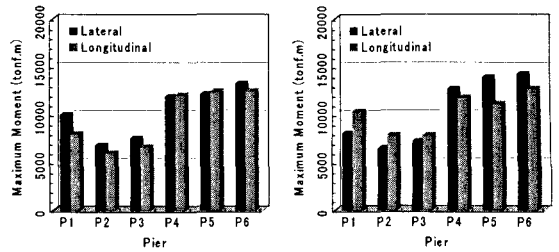


Fig.4 Case 1-A における最大曲げモーメント

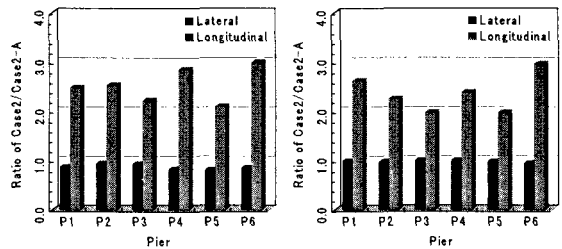


Fig.5 Case 1 と Case 1-A における最大曲げモーメントの比較