

# 鋼製ラーメン高架橋の地震応答とその低減対策に関する研究

Study on Seismic Response of Viaducts with Steel Rigid Frame and Reduction of Earthquake Forces

北海道大学大学院工学研究科 F 会員 林川 俊郎 (Toshiro Hayashikawa)  
 北海道大学大学院工学研究科 学生員 伊勢 典央 (Norio Ise)  
 北海道大学大学院工学研究科 正会員 小幡 卓司 (Takashi Obata)

## 1. はじめに

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、レベル地震動の内陸直下型地震(Type )であり、近代都市部に発生した世界的にも稀な事例である。都市機能が麻痺した中で、高速道路などの橋梁構造物の損傷による交通機能の停止は復旧作業の妨げになり、日本経済にも大きな損害を与えたことは周知の事実である。この震災については、事前に想定されていた被害程度を遥かに上回るものとなった。損傷した橋梁構造物は靱性に対する配慮が不十分であった時代に建設されたものが多く、その他にも、実際の地震力が想定されていた地震力よりも大きいものであったことが要因であると考えられる。壊滅的な損傷を負った橋梁構造物の多くは、RC 橋脚および鋼製橋脚を有する高架橋において生じており、これらは、従来行われてきた震度法による設計を地震時保有水平耐力法の視点から再検討する形で想定されてきたものである。実際には、想定されていた約1G程度という地震力ではなく、その2倍である約2Gの地震力が作用したものと考えられる。これまでの土木構造物は、0.2Gという静的な荷重をかけた場合の変形量に対して、許容応力度内となるように部材の断面形状を決定する震度法という耐震設計法を採用してきたため、従来のレベル以上の地震力である兵庫県南部地震に耐えることができなかったと考えられる。これに対してこれまで2度道路橋示方書が改訂され、材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮した動的解析は、以前にもまして重要視されている。

鋼製橋脚は、用地制約の多い都市部で採用されることが多く、その多くは1層門型構造や2層ラーメン構造であり、より用地に制約がある場合は本研究で取り扱うような特殊な骨組形状になることもある。ラーメン橋脚の特徴としては、上記のような大地震時に水平慣性力によって働く軸力変動が挙げられる。この軸力の変動により降伏曲げ耐力が変化し、耐震性評価に影響を与えられられる。また、柱間隔に比べ上部工の重心位置が高い橋脚など、軸力が大きく変動し柱基部に引き抜き力が作用するようなラーメン橋脚に対しては、軸力変動の影響を考慮する必要がある。しかし、鋼製橋脚の耐震性能評価に関する研究は、一定の軸力を受ける単柱形式を対象としたものがほとんどであり、橋脚単体を非線形地震応答解析した例はあまり多くない。また、本研究で取り扱うような形状の鋼製ラーメン高架橋についての研究は極めて少ないのが現状である。

そこで本研究は、鋼製ラーメン橋脚を単体として取り上げ3次元立体骨組構造にモデル化し、固有振動解析を

行うことで基本的な固有振動モードを把握するとともに、幾何学的非線形性と鋼材の降伏を考慮した弾塑性有限変位動的応答解析法を用いて時刻歴応答解析を行う。多径間連続高架橋から鋼製ラーメン橋脚を取り出し、その橋軸直角方向(面内方向)の動的挙動に着目し、その骨組形状によって橋脚基部の軸力、曲げモーメント、橋脚上部における変位などが受ける影響について比較検討する。

## 2. 地震応答解析

### 2-1 解析モデル

本研究では、伊勢原、藤沢線の高架橋の1つを参考に、ファイバー要素により鋼製ラーメン橋脚を3次元骨組構造にモデル化したものを用いる。解析モデルの橋脚形状は図-1に示し、D1の残留変位およびD2の塑性化を抑制することを目的とする。基本寸法は、高さ36.73m、上部構造の幅13.0mである。断面は内部に垂直補剛材をもつ中空長方形断面であり、これを図-2に、各断面寸法の詳細を表-1に示す。死荷重は径間長を48mとして2径間分を水平部材に鉛直下向きに作用させている。他の橋脚による橋軸方向の剛性は水平ばね要素にモデル化し置き換えている。また、図-3に示すCase2-Case6についても解析を行い、結果を比較検討する。

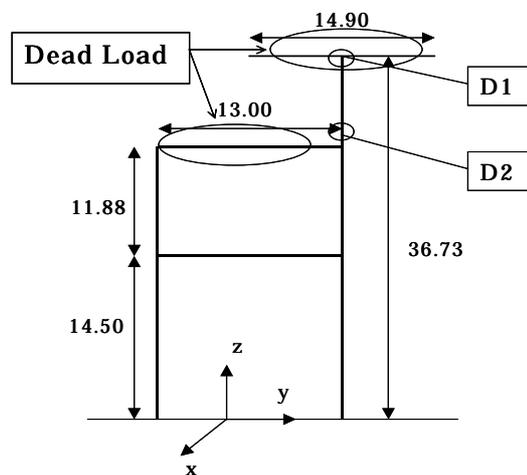


図-1 橋脚の基本骨組形状

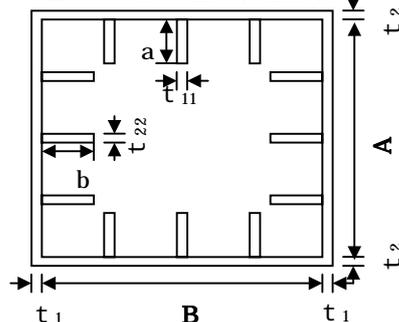


図-2 垂直補剛材をもつ中空長方形断面

表-1 断面諸元

C S Dim (cm)		Outer Dimension			
		A	B	t <sub>1</sub>	t <sub>2</sub>
Pier Parts		300	250	2.5	2.5
		300	200	1.8	1.8
		300	100	2.8	2.8
		300	250	3.5	3.5
		300	250	2.2	2.2
		300	100	1.6	1.6
C S Dim (cm)		Siffener Dimension			
		a	b	t <sub>11</sub>	t <sub>22</sub>
Pier Parts		23	23	3.2	3.2
		20	20	2.2	2.2
		22	22	2.2	2.2
		23	23	3.2	3.2
		23	23	3.2	3.2
		23	23	3.2	3.2
		22	22	2.2	2.2

表-2 各橋脚形状の基本固有周期

	Period (sec)			
	L <sub>1</sub>	H <sub>1</sub>	V <sub>1</sub>	T <sub>1</sub>
Case1	0.681	0.609	0.196	0.366
Case2	0.654	0.404	0.138	0.322
Case3	0.649	0.423	0.141	0.316
Case4	0.674	0.470	0.179	0.330
Case5	0.681	0.471	0.177	0.363
Case6	0.674	0.470	0.179	0.330

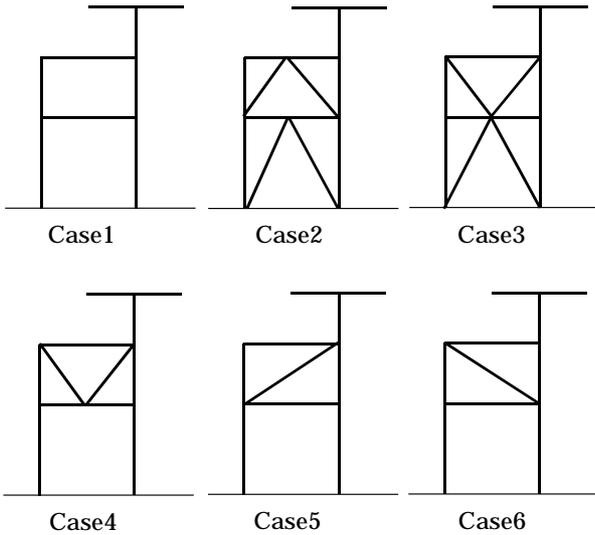


図-3 橋脚形状の種類

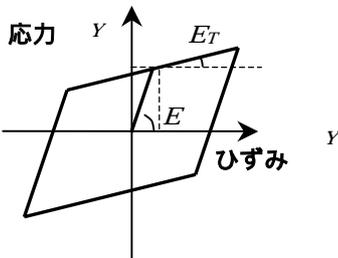
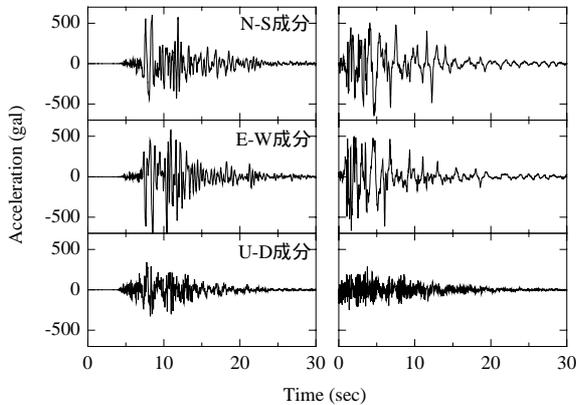


図-4 バイリニア型の応力-ひずみ曲線



(a) 海洋気象台記録 (b) JR 鷹取駅記録

図-5 入力地震波の3成分加速度波形

## 2-2 解析方法

本研究では、鋼材の降伏と幾何学的非線形性を考慮した、はり柱要素の有限要素法と Newmark 法および修正 Newton-Raphson 法を併用した平面骨組のための弾塑性有限変位動的応答解析を3次元的に拡張した解析手法を用いる。接線剛性マトリックスは材料の非線形性とはり要素の応力 ひずみ関係から初期応力状態を考慮している。鋼材の応力 ひずみ関係は図-4に示すようなバイリニア型のモデルとする。塑性域のひずみ硬化を0.01とし、降伏応力と弾性係数の値はそれぞれ 355MPa、200GPaとする。鋼製ラーメン橋脚の減衰には Rayleigh 減衰を適用しており、減衰定数は1次固有振動モードの面内、面外に対して2%とした。入力地震波は図-5に示す兵庫県南部地震海洋気象台(JMA)および JR 鷹取駅記録(Taka)における3成分加速度波形を用いる。E-W波は橋軸方向に、N-S波は橋軸直角方向に、U-D波は鉛直方向にを入力する。

## 3. 数値計算結果

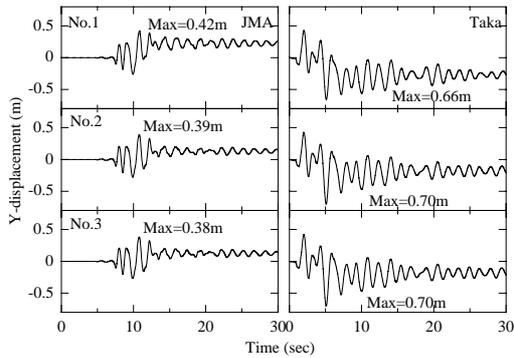
### 3-1 固有振動特性

地震応答解析に先立って、各鋼製ラーメン橋脚の立体固有振動解析を行った。計算された各鋼製ラーメン橋脚モデルの基本固有振動モードに関する固有周期を表-2にまとめて示す。表中の記号 L<sub>1</sub>、H<sub>1</sub>、V<sub>1</sub>および T<sub>1</sub>はそれぞれ橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向およびねじり振動に対する1次固有振動モードを意味している。橋軸方向の1次固有周期(L<sub>1</sub>)は桁による影響を置き換えたばねモデルによって、Case1 から Case6 までそれほど変化しないことがわかる。それに比べて橋軸直角方向の1次固有周期(H<sub>1</sub>)は Case1 に比べて Case4、Case5、Case6 は0.47秒前後、部材数の多い Case2、Case3 は0.41秒前後と短くなっている。鉛直方向やねじり振動の1次固有周期(V<sub>1</sub>、T<sub>1</sub>)は大きな変化は見られない。

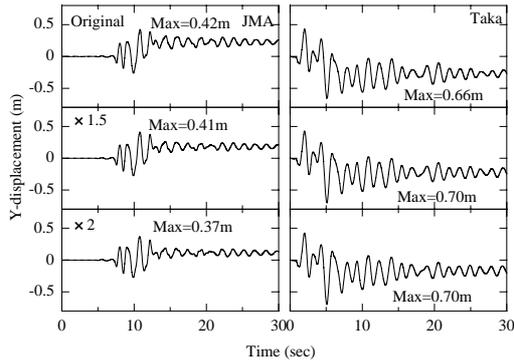
### 3-2 動的応答特性

#### (1) D2部材の板厚を増加させた場合

D2部材を表-1の から に置き換え、板厚を25mmから35mmに増加させる。変化させる前のモデルをNo.1、D2の下半分だけを置き換えたものをNo.2、全部置き換えたものをNo.3とする。D1の橋軸直角方向変位の時刻歴応答を図-6(a)に、D2の橋軸直角方向の曲げモーメントと曲率の関係を図-7(a)に、橋軸直角方向のD1の最大変位およびD2の最大曲率を図-8(a)に示す。

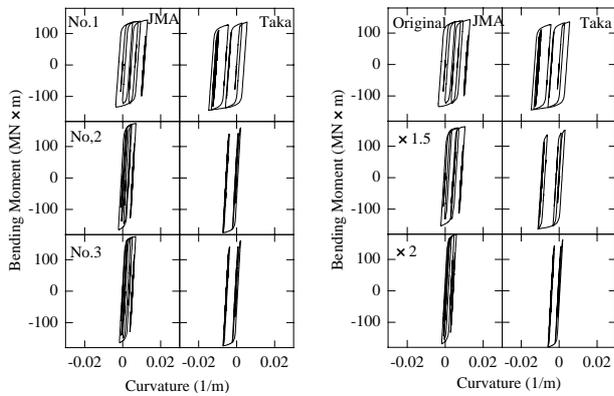


(a) D2 の板厚を増加させた場合



(b) D2 の補剛材の板厚を増加させた場合

図-6 D1 の橋軸直角方向変位の時刻歴応答



(a) D2 の板厚を増加させた場合

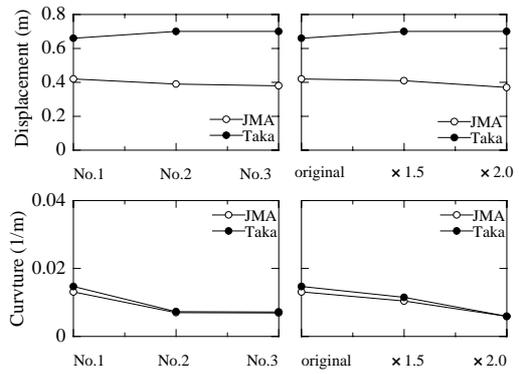
(b) D2 の補剛材の板厚を増加させた場合

図-7 D2 の曲げモーメントと曲率の関係 (橋軸直角方向)

図-6(a)、図-7(a)、図-8(a)より海洋気象台波を入力した場合は、板厚を増加させることでD1の最大変位、残留変位およびD2の塑性化ともに抑制できている。D1の最大変位で90.48%、D2の最大曲率で52.50%に抑制できることが確認できる。鷹取波を入力した場合は、D1の最大変位がわずかに増加するものの、残留変位、D2の塑性化を抑制できている。D1の最大変位で106.06%とわずかながら増加する傾向が見られる。D2の最大曲率では48.61%に抑制できることが確認できる。

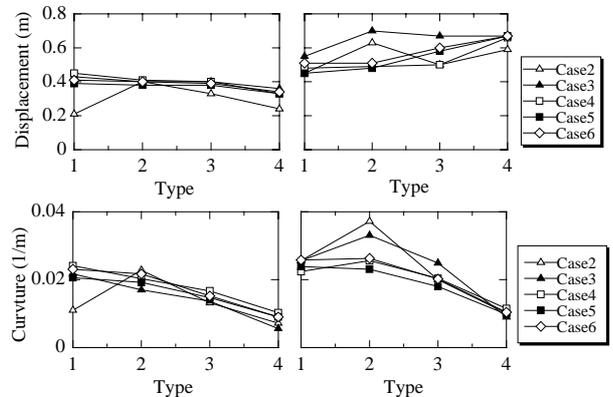
(2) D2 部材の補剛材の厚さを増加させた場合

D2 部材の補剛材の厚さを1.5倍および2倍に増加さ



(b) D2 の補剛材の板厚を増加させた場合

図-8 D1 の最大変位および D2 の最大曲率 (橋軸直角方向)



(a) 海洋気象台波 (b) 鷹取波

図-9 D1 の最大変位および D2 の最大曲率 (橋軸直角方向)

せたモデルを作成し、解析を行った。D1の橋軸直角方向変位の時刻歴応答を図-6(b)に、D2の橋軸直角方向の曲げモーメントと曲率の関係を図-7(b)に、橋軸直角方向のD1の最大変位およびD2の最大曲率を図-8(b)に示す。

図-6(b)、図-7(b)、図-8(b)より海洋気象台波を入力した場合は、補剛材の厚さを増加させることでD1の最大変位、残留変位およびD2の塑性化ともに抑制できている。D1の最大変位で80.01%、D2の最大曲率で45.04%に抑制できることが確認できる。鷹取波を入力した場合は、D1の最大変位がわずかに増加するものの、残留変位、D2の塑性化を抑制できている。D1の最大変位で106.06%とわずかながら増加する傾向が見られる。D2の最大曲率では39.98%に抑制できることが確認できる。

(3) 損傷部材を挿入した場合

図-3のように新しい部材を損傷部材として挿入したモデルを作成し解析を行った。挿入する部材に表-1の示す諸元でSM490Yを使用するモデルをType1、断面積を3m×1mから1m×1mに減少させたものをType2、Type2にLY100を使用したものをType3、Type3のモデルにさらにD2の補剛材の厚さを2倍にしたモデルをType4とする。橋軸直角方向のD1の最大変位およびD2の最大曲率を図-9に示す。

図-9(a)より海洋気象台波を入力した場合は、Type1で

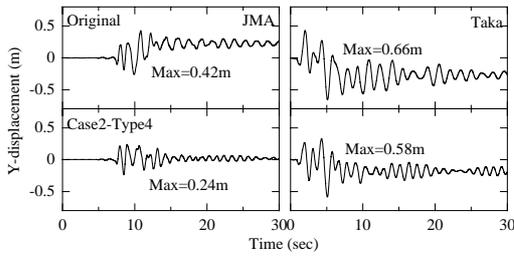


図-10 D1の橋軸直角方向変位の時刻歴応答

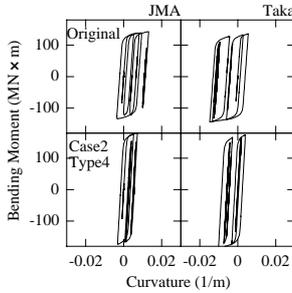


図-11 D2の曲げモーメントと曲率の関係  
(橋軸直角方向)

はすべてのCaseにおいて図-1に示す基本モデルよりD1の最大変位、残留変位が抑制できるものの、D2の損傷が逆に大きくなっている。Type2ではType1に比べ大きな変化は見られず、Case2でD1の最大変位、残留変位、D2の損傷がわずかに大きくなることが確認できる。Type3ではD1の最大変位はあまり変化が見られないが、D2の塑性化がType2に比べ抑制できている。Type4ではD2の補剛材板厚の増加との相乗効果でD1の最大変位、残留変位およびD2の塑性化ともに抑制できている。D1の最大変位で57.14%、D2の最大曲率で57.89%に抑制できることが確認できる。

図-9(b)より鷹取波を入力した場合もD2の損傷については海洋気象台波を入力した場合と同様の傾向が見られるが、D1における残留変位は抑制できるものの、最大変位は大きくなっている。D1の最大変位で89.39%、D2の最大曲率で68.66%に抑制できることが確認できる。

最もD1の変位、D2の損傷を抑制することができた組み合わせであるCase2のType4のD1における橋軸直角方向変位の時刻歴応答を図-10に、D2における橋軸直角方向の曲げモーメントと曲率の関係を図-11に示す。海洋気象台波を入力した場合はD1の最大変位で57.14%、D2の最大曲率で57.89%に抑制できることが確認できる。また鷹取波を入力した場合は、D1の最大変位で89.39%、D2の最大曲率で68.66%に抑制できることが確認できる。

#### 4. まとめ

本研究は、特殊な形状の鋼製ラーメン橋脚を対象とし、橋脚頂部の残留変位や塑性化を抑制するために、板厚を増加させたモデル、補剛材の厚さを増加させたモデル、また形状を変えた別の5種類のモデルを作成し、固有振動解析、非線形動的応答解析を行い、それぞれのモデルにおける動的挙動の変化に着目して比較検討した。

(1) 固有振動解析結果については、橋軸方向の1次固有周期( $L_1$ )は桁による影響を置き換えたばねモデルに

よって、Case1からCase6までそれほど変化しないことが確認できた。それに比べて橋軸直角方向の1次固有周期( $H_1$ )はCase1に比べてCase4、Case5、Case6は0.47秒前後、部材数の多いCase2、Case3は0.41秒前後と短くなった。鉛直方向やねじり振動の1次固有周期( $V_1$ 、 $T_1$ )は大きな変化は見られない結果となった。

- (2) 動的応答特性については、D2部材の板厚を増加させたモデルでは、海洋気象台波はD1の残留変位と最大変位、D2の損傷を抑制できることが確認できた。鷹取波を入力した場合はD1の残留変位は抑制できたが、最大変位は逆にわずかながら増加する傾向が見られた。D2の損傷については抑制できることが確認できた。
- (3) D2部材の補剛材の厚さを増加させたモデルについても、海洋気象台波はD1の残留変位と最大変位、D2の損傷を抑制できることが確認できた。鷹取波を入力した場合はD1の残留変位は抑制できたが、最大変位は逆にわずかながら増加する傾向が見られた。D2の損傷については抑制できることが確認できた。
- (4) 新しい部材を損傷部材として挿入したモデルでは、挿入する部材の断面積を減少させ、低降伏点鋼であるLY100を用いて、D2の補剛材の厚さを2倍に増加させたモデルであるType4が最もD1の最大変位、D2の損傷を抑制することができた。5種類の形状のモデルCase2からCase6ではType2やType3では違いが見られたもののType4では大きな違いは見られなかった。その中でCase2のType4が最もD1の変位、D2の損傷を抑制することができる組み合わせであると考えられる。

以上よりD2の損傷を抑制する目的としてはD2部材の板厚を増加させる、補剛材の厚さを増加させることで十分であると思われるが、変位は大きくなる傾向が見られた。損傷部材を挿入する場合は断面積を減少させ、低降伏点鋼を用いることで効果が得られた。

#### 【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、耐震設計編、1996.12.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、耐震設計編、2002.3.
- 3) 林川俊郎：橋梁工学、朝倉書店、2000.
- 4) 中野友裕、田邊忠顕：RC橋脚の動的2軸曲げ挙動における解析モデルの影響、応用力学論文集 Vol.5, pp.509-518, 2002.8.
- 5) 野田勝哉、菅勝司：鋼製ラーメン橋脚の軸力変動に関する研究、平成13年度土木学会北海道支部論文報告集、第58号、pp.208-211, 2001.
- 6) 大塚久哲、堂上幸男、山平喜一郎、加藤一郎、藤野明義：鋼斜張橋(荒津大橋)の非線形地震応答解析とモデル化の検討、第2地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.155-162、1998.12.