

(64) 兵庫県南部地震による高架橋橋脚の損傷についての一考察

宇都宮大学 正会員 中島章典
J R 東日本 山崎正治
宇都宮大学 学会員 深山大介

1. はじめに

兵庫県南部地震に際しては、鉄筋コンクリート橋脚と鋼製橋脚が連続して建設されている場合には、曲げ剛性が大きい鉄筋コンクリート橋脚の方が大きな被害を受け、それより曲げ剛性が小さい鋼製橋脚の方はあまり被害を受けていないという状況が見受けられた。また、高架橋橋脚の地震被害に対して鉛直地震動は影響したのかどうか問題となっている。このような背景のもとに本研究では、高さ（曲げ剛性）の異なる2つの橋脚を有する高架橋橋脚全体系の弾塑性動的応答解析を行った。また、水平地震動に加えて鉛直地震動も作用した場合の影響を検討した。

解析においては、鋼製橋脚を対象としているが、2本の橋脚の曲げ剛性が異なるという点においては、鉄筋コンクリート橋脚と鋼製橋脚が連続した高架橋などの挙動を模擬することができる考えられる。

ここで用いた弾塑性地震応答解析法は、文献¹⁾において用いたものと同様であるので、その詳細については省略する。

2. 解析モデル

図-1に示すような高さの異なる2本の橋脚をもつ3径間連続橋が橋軸方向地震入力を受ける場合を考える。2つの橋脚は単柱形式の鋼製橋脚とし、上部構造の両端部はローラー支承、橋脚部はヒンジ支承とする。低い方の橋脚の高さは15m、高い方の橋脚の高さは20mで、図-1の左下に示すような箱形の等断面柱としている。

上部構造重量は約817tfとしている。したがって、それぞれ2本の橋脚には約300tfの支点反力が作用している。また、上部構造とヒンジ支承の間には桁高の

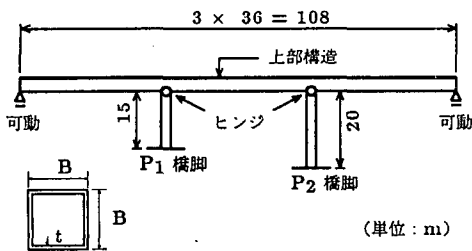


図-1 上部構造と鋼製橋脚の全体系解析モデル

影響を考慮して、長さ2mのオフセット部材を挿入している。

道路橋示方書 V 耐震設計編²⁾に基づいて、水平方向の設計震度を0.2として橋脚の断面を設計した。ただし、この構造系の固有周期を1秒程度とすることを条件とした（実際には1.04秒）。その結果、得られた橋脚の断面特性を表-1に示す。この断面は現象の説明をおもな目的として設定した諸元であるので、幅厚比などの現実的な制限を満足していないことを付記する。

このような高架橋の橋軸方向の1次固有振動モードにおいては、上部構造は橋軸方向に移動するだけであるので、2つの橋脚頂部の水平変位はほぼ同じ大きさになる。したがって、 P_1 および P_2 橋脚の頂部に作用する水平力 H_1 および H_2 の間には、

$$H_1 = \frac{I_1}{I_2} \left(\frac{L_2}{L_1} \right)^3 H_2 \quad \dots\dots\dots (1)$$

の関係が成立するので、それぞれの慣性力が表-2のように求まる。ここに、 I_1 、 I_2 は P_1 、 P_2 橋脚の断面2次モーメント、 L_1 、 L_2 はその高さである。しかし、同示方書に基づいて鉄筋コンクリート橋脚を設計する場合、上述のように求めた慣性力が、死荷重反力に設計震度を乗じた値よりも小さい場合には、橋脚を後者の水平力によって設計することが規定されている。したがって、それらの水平力と軸力による基部断面の応力度が表-2のように求まる。ここでは、2つの橋脚の基部の最外縁応力度が同じ値になるようにした。ただし、鋼材はSS400相当、降伏応力度 σ_Y を2400kgf/cm²としている。

実際に、道路橋示方書 V 耐震設計編に示されるレベル1の地震波を作用させて得られる橋脚頂部に作用する最大水平力および橋脚基部断面の最大圧縮応力度を求めると、 P_1 橋脚では、ほぼ設計通りの水平力および圧縮応力度が得られているが、 P_2 橋脚では、水平力および応力度とも設計値よりかなり小さい値になっている。これは、レベル1の地震波によって実際に橋脚に作用すると考えられる慣性力よりも大きい水平力に対して断面を設計したためである。

このように設計された高架橋橋脚に、以下では、レベル1よりもかなり大きい地震波が作用した場合について、2本の橋脚頂部に生じる水平力、橋脚基部の応力度などを調べる。

表-1 橋脚の断面特性

断面	B (m)	t (mm)	断面積 (m ²)	断面2次 モーメント(m ⁴)	P _Y (tf)	P/P _Y	H _Y (tf)	M _Y (tfm)	φ _Y (×10 ⁻⁴)
P ₁ 橋脚	2.4	15	0.1431	0.1357	3434	0.087	165.1	2477	8.693
P ₂ 橋脚	2.13	12	0.1017	0.0760	2440	0.123	75.1	1503	9.414

降伏軸力 P_Y, 降伏水平力 H_Y=M_Y/L, M_Y, φ_Y: 軸力を考慮した降伏曲げモーメント, 降伏曲率

表-2 橋脚の設計に用いる慣性力の算定と設計応力

断面	慣性力の 分担 (tf)	死荷重 反力 (tf)	死荷重反 力による 水平力 (tf)	設計に用い る水平力 (tf)	橋脚基部の 設計応力度 (kgf/cm ²)	レベル1の地震 作用による最大 水平力 (tf)	レベル1の地震 作用による最大 応力度 (kgf/cm ²)
P ₁ 橋脚	132.2	299.5	59.9	132.2	1963	138.0	2055
P ₂ 橋脚	31.2	299.5	59.9	59.9	1973	31.5	1213

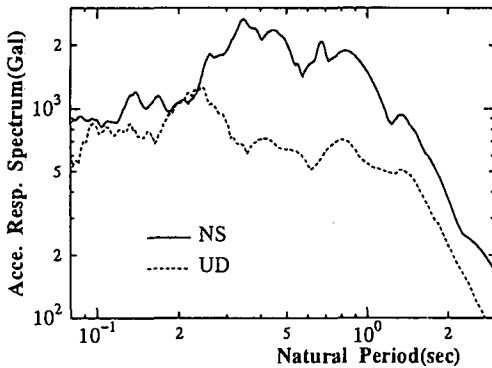


図-2 加速度応答スペクトル

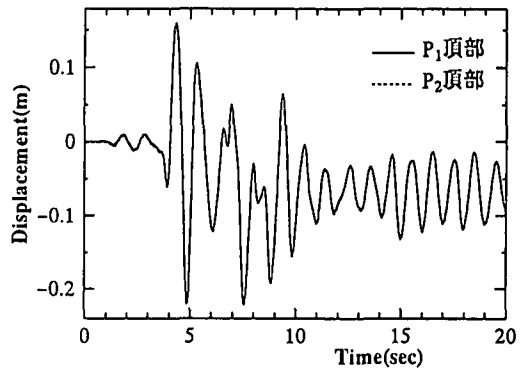


図-3 水平変位の時刻歴曲線

3. 解析に用いた地震波

ここでは、兵庫県南部地震時に神戸海洋気象台において記録されたN-S成分とU-D成分を用いる。解析においては、その地震波において最大加速度が記録された時刻を含めた20秒間の部分を用いた。N-S成分を高架橋の橋軸方向に、鉛直地震動を考慮する場合には、さらにU-D成分を鉛直方向に作用させた。

図-2に示すように、この地震波のN-S成分では固有周期0.5前後に2Gを越える加速度応答スペクトル値が表れている。また、U-D成分においても最大で1G程度のスペクトル値が認められる。

4. 応答解析結果

(1) 水平変位応答

図-3に、水平地震動のみが作用した場合のP₁とP₂橋脚頂部の水平変位の時刻歴曲線を示している。この時刻歴曲線から、両方の橋脚頂部はほぼ同じ大きさの変位で応答していることがわかる。ここで得られた、最大変位は20cm程度であり、残留変位は10cm程度である。しかし、解析では局部座屈などによる劣化の影響が再現されていないので、実際にはさらに大

きな変位が生じた可能性がある。ここでは結果を示さないが、水平地震動とともに作用した鉛直地震動が水平変位応答に及ぼす影響はほとんど認められなかった。

(2) 曲げモーメント曲率関係

図-4にP₁とP₂橋脚基部における曲げモーメントと曲率の関係を示す。図の縦軸および横軸はそれぞれの橋脚断面の降伏曲げモーメントおよび降伏曲率で無次元化して表している。2つの橋脚で履歴ループの大きさは全く異なり、P₂橋脚もわずかに塑性化しているが、P₁橋脚は非常に大きく塑性化していることがわかる。このことは、高さの異なる橋脚が連続している場合には、高さの低い剛な橋脚の方により大きな水平荷重が作用することを意味している。

また、鉛直地震動も作用した場合では、軸方向の塑性化によってエネルギーが吸収されるために、水平地震動のみが作用した場合よりも、履歴ループの大きさはわずかに小さくなっていたが、曲げモーメントと曲率の関係に及ぼす鉛直地震動の影響は顕著には認められなかった。

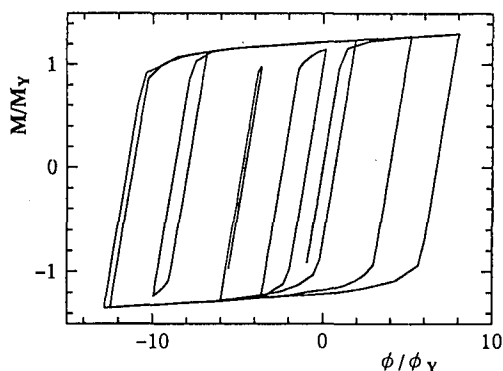


図-4-a P_1 橋脚基部

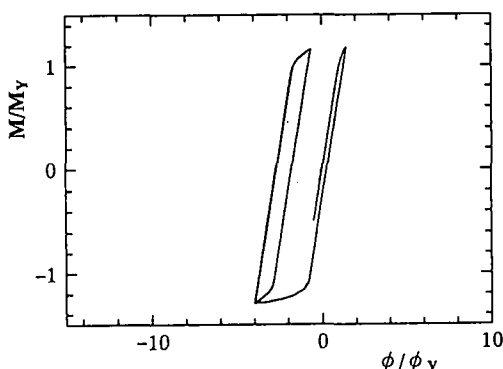


図-4-b P_2 橋脚基部

図-4 曲げモーメントと曲率の関係

(3) 橋脚の軸力応答

図-5および図-6には、水平地震動のみを作用させた場合および鉛直地震動も作用させた場合について、 P_1 と P_2 橋脚基部に作用する軸力の時刻歴曲線を示している。縦軸は軸力をそれぞれの橋脚の降伏軸力で無次元化して表している。鉛直地震動が作用しない場合には、 P_1 、 P_2 橋脚とも支点反力の両側でわずかに軸力が変動している。これに対して、水平地震動に加えて鉛直地震動も作用する場合には、 P_1 、 P_2 橋脚とも軸力の変動は鉛直地震動が作用しない場合に比較して、その軸力変動は大きく、最大で支点反力の2倍程度になっており、一部は引張力になる場合も認められる。以上のことは、特に鉛直地震動が鋼製橋脚の圧縮側の降伏を助長させた可能性があると言える。

(4) 橋脚基部のひずみ応答

図-7-aには、鉛直地震動も作用した場合について、 P_1 橋脚基部の振動方向両側フランジのひずみ（フランジ1、フランジ2）および有限要素解析における1要素上の位置の振動方向両側フランジのひずみ（フランジ3、フランジ4）の時刻歴曲線を示している。橋脚

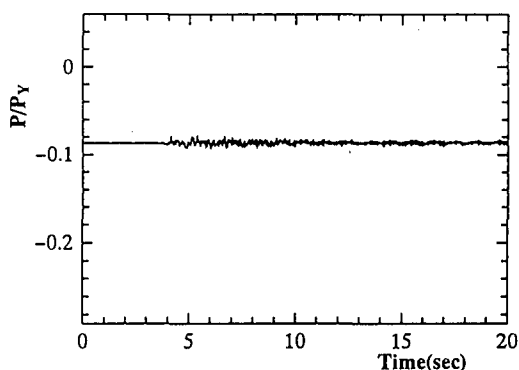


図-5-a P_1 橋脚基部の軸力の時刻歴曲線

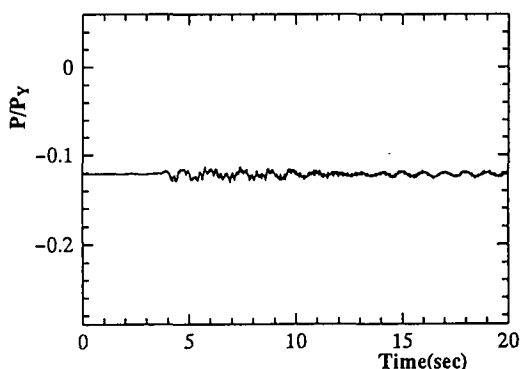


図-5-b P_2 橋脚基部の軸力の時刻歴曲線

図-5 水平地震動のみを作用させた場合

基部においては非常に大きいひずみが認められるが、1要素上の断面におけるひずみはそれほど大きくなっていない。このことは、橋脚基部には局部座屈が発生した可能性はあるが、それより上の断面においては、鉛直地震動が作用した場合でも局部座屈が発生する可能性は少ないことを示している。この場合の P_2 橋脚基部における同様のひずみの時刻歴曲線を図-7-bに示す。この図から、損傷が少ない P_2 橋脚基部では P_1 橋脚基部に比較してひずみがかなり小さくなっていることがわかる。

また、鉛直地震動が作用しない場合の P_1 橋脚基部のひずみの時刻歴曲線を図-7-cに示すが、このひずみ応答では、鉛直地震動も作用する場合よりは圧縮側のひずみがわずかに小さい程度である。以上のことから、水平地震動とともに作用した鉛直地震動が等断面の橋脚の基部以外のところに局部座屈を発生させた可能性は少ないと考えられる。

5. おわりに

本研究では、高さが異なる2本の橋脚を有する3径間連続高架橋の構造全体系の弾塑性地震応答解析を行

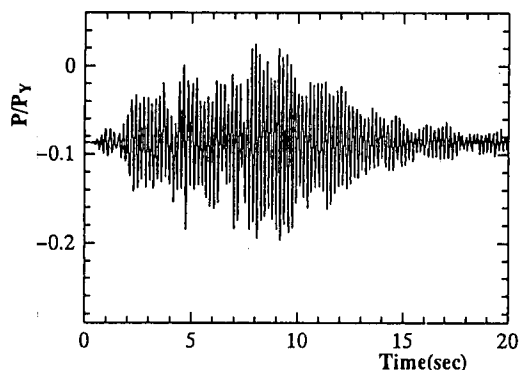


図-6-a P₁ 橋脚基部の軸力の時刻歴曲線

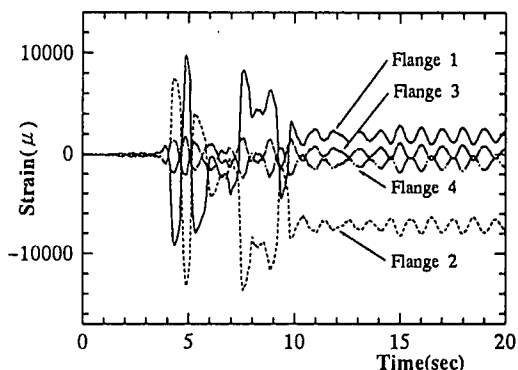


図-7-a 鉛直地震動も作用させた場合 (P₁ 橋脚)

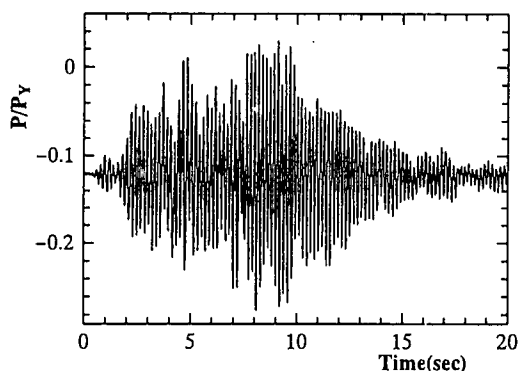


図-6-b P₂ 橋脚基部の軸力の時刻歴曲線

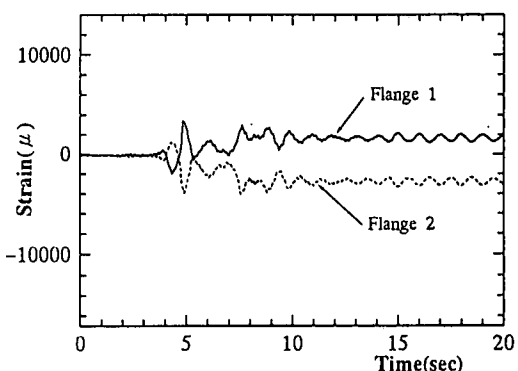


図-7-b 鉛直地震動も作用させた場合 (P₂ 橋脚)

図-6 鉛直地震動も作用させた場合

い、兵庫県南部地震時における高架橋橋脚の損傷について考察を行った。

その結果、曲げ剛性が大きく異なる橋脚が並んでいる場合には、道路橋示方書 V 耐震設計編に示される鉄筋コンクリート橋脚の設計手順に従って両方の橋脚を設計すると、剛性が小さい橋脚の方が実際に作用するであろう慣性力よりも大きな水平力によって設計することになる。したがって、そのような構造系に大地震が作用した場合には、余力の少ない曲げ剛性の大きい橋脚の方が大きな損傷を受けることが確認された。

またこの解析の範囲では、鉛直地震動は橋脚の軸力変動という点では、ある程度影響を及ぼしたが、ひずみ応答という点では、あまり影響を与えなかった。したがって、水平地震動とともに作用した鉛直地震動が、直ちに鋼製橋脚の局部座屈発生を助長させたとは必ずしも言えない。しかし、橋脚が鉛直方向に変断面構成になっている場合など実際の断面を有する橋脚の挙動などを、今後さらに検討する必要があると考えられる。

最後に、本研究の一部は土木学会鋼構造新技術小委

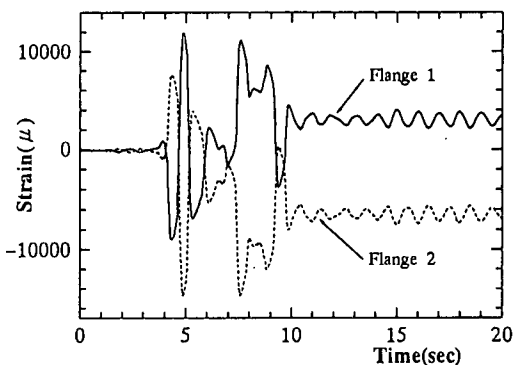


図-7-c 水平地震動のみ作用した場合 (P₁ 橋脚)

図-7 橋脚基部付近のひずみの時刻歴曲線

員会耐震設計 WG (代表: 宇佐美勉名古屋大学教授) の補助を受けたことを付記し、関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) 中島章典・倉西茂: レベル 2 地震に対する鋼製橋脚の基本応答性状, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.227-234, 1994.3.
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 丸善, 1990.2.