

付録 2 鉛直地震動の影響を考慮した高架橋橋脚の地震応答シミュレーション

1 はじめに

阪神淡路大震災に際しては、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が問題になっている。ここでは、以下の2点に着目して高架橋鋼製橋脚の弾塑性動的応答解析を行った。

1. 高さ（曲げ剛性）の違う2つの橋脚を有する高架橋橋脚全体系のシミュレーション
2. 鉛直地震動の影響

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こと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-付 2.1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を10m、高い方の橋脚の高さを20mの等断面柱としている。

断面は図-付 2.2のような箱型断面としている。この構造系の固有周期を0.5秒程度とするために、橋脚の断面を図のような断面とした。この断面は現象の説明をおもな目的と

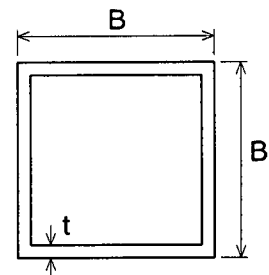
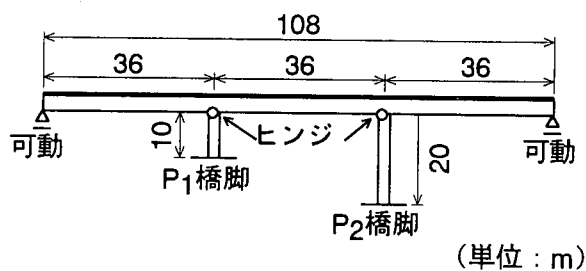


図-付 2.1 上部構造と鋼製橋脚の全体系解析モデル

図-付 2.2 橋脚の断面形状

表-付 2.1 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)
P ₁ 橋脚	4	5	0.0799	0.2125	1918	0.156	215.2	2152
P ₂ 橋脚	3.64	5	0.0727	0.1601	1745	0.172	87.4	1749

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

して設定した断面諸元であるので、現実的な断面とはなっていないことを付記する。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 として断面を設計する。それらの断面特性を表-付 2.1 に示す。

1 次モードにおいては、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、P₁ および P₂ の頂部に作用する水平力 H₁ および H₂ の間には、

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

の関係が成立するので、それぞれの慣性力が表-付 2.2 のように求まる。しかし、同示方書によれば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-付 2.2 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を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応力度を求めると、P₁ 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、P₂ 橋脚では、水平力および応力度とも設計値よりもかなり小さい値になっている。これは、レベル 1 の地震波

表-付 2.2 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	149.3	299.5	59.9	149.3	1780	146.9	1769
P ₂ 橋脚	14.1	299.5	59.9	59.9	1774	16.8	791

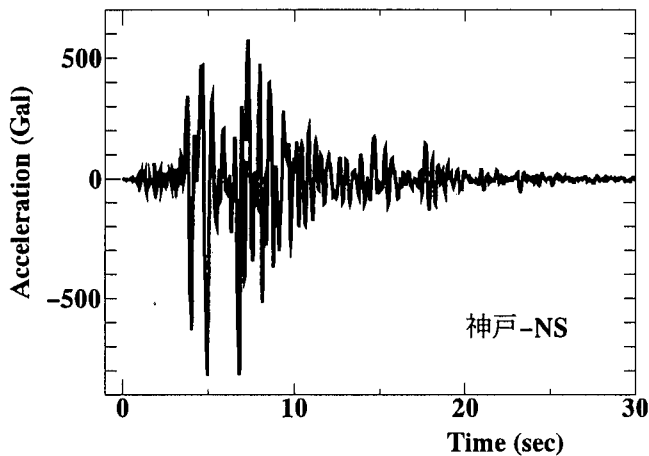


図-付 2.3-a N-S 成分地震波形

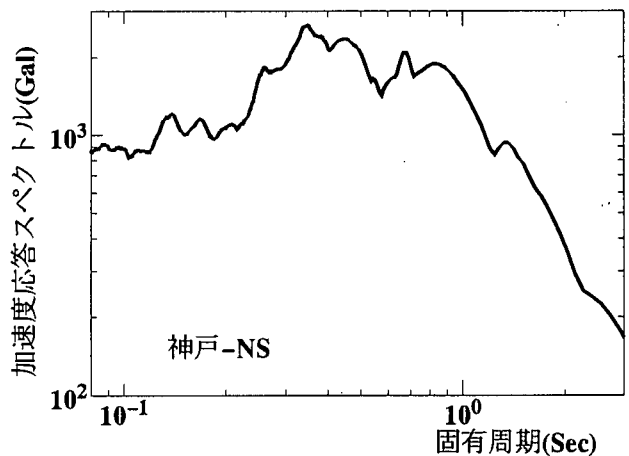


図-付 2.3-b N-S 成分加速度応答スペクトル

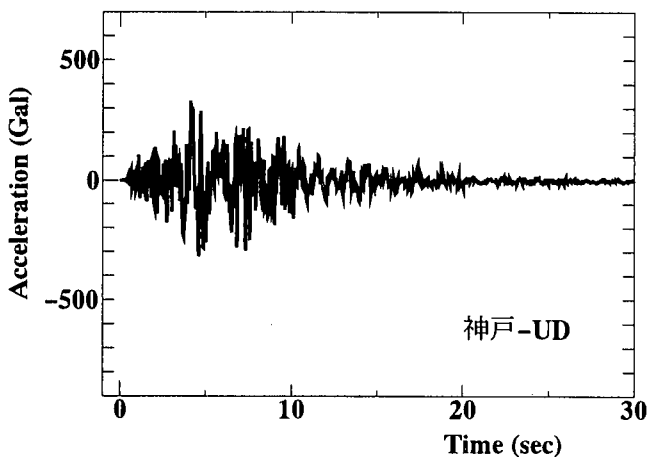


図-付 2.3-c U-D 成分地震波形

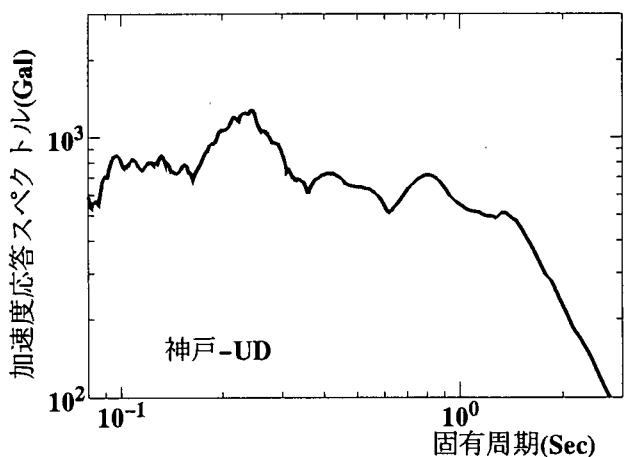


図-付 2.3-d U-D 成分加速度応答スペクトル

図-付 2.3 兵庫県南部地震波形（神戸海洋気象台記録）

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。

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-付 2.3には、その地震波の N-S、U-D 成分の波形とその加速度応答スペクトルを示す。これらの図からわかるように、N-S 成分では固有周期 0.5 前後に 2G を越える加速度

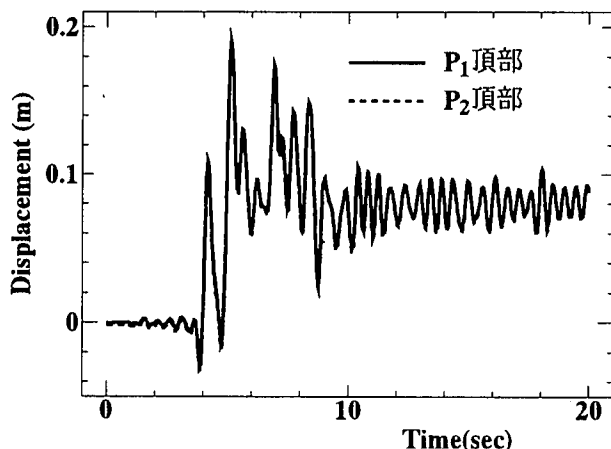


図-付 2.4-a 水平地震動のみ作用した場合

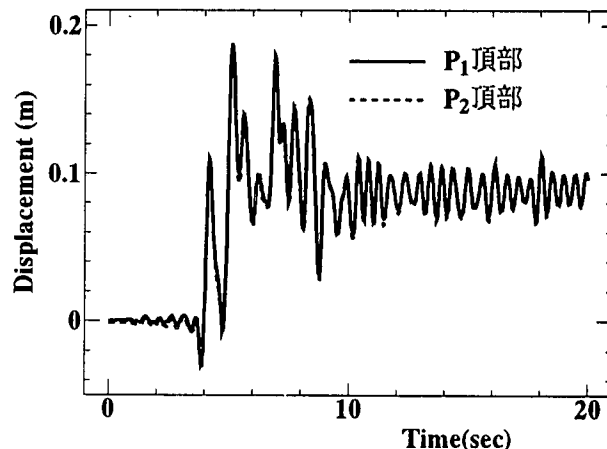


図-付 2.4-b 鉛直地震動も作用させた場合

図-付 2.4 水平変位の時刻歴曲線

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1G程度のスペクトル値が確認される。

4 応答解析結果

a) 水平変位応答

図-付 2.4に、水平地震動のみが作用した場合と鉛直地震動も作用した場合の橋脚 P_1 と P_2 の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、両方の橋脚頂部の応答変位はほぼ同じ大きさであり、また、水平変位に及ぼす鉛直地震動の影響はほとんど認められないことがわかる。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など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。

b) 曲げモーメント曲率関係

図-付 2.5および図-付 2.6に橋脚 P_1 と P_2 の基部における曲げモーメントと曲率の関係を示す。2つの橋脚で履歴ループの大きさは全く異なり、橋脚 P_2 もわずかに塑性化しているが、橋脚 P_1 は非常に大きく塑性化していることがわかる。また、鉛直地震動が作用した場合には、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る。しかし、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い。

c) 橋脚の軸力応答

図-付 2.7および図-付 2.8には、橋脚 P_1 と P_2 の基部に作用する軸力の時刻歴曲線を示している。鉛直地震動が作用しない場合には、橋脚 P_1 、 P_2 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

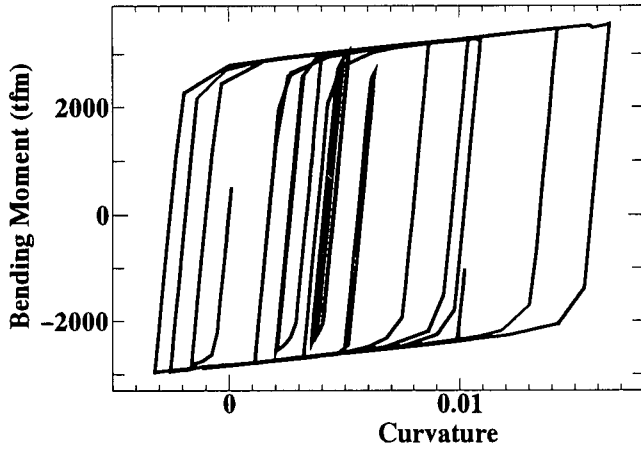


図-付 2.5-a P_1 橋脚基部の曲げモーメント曲率関係

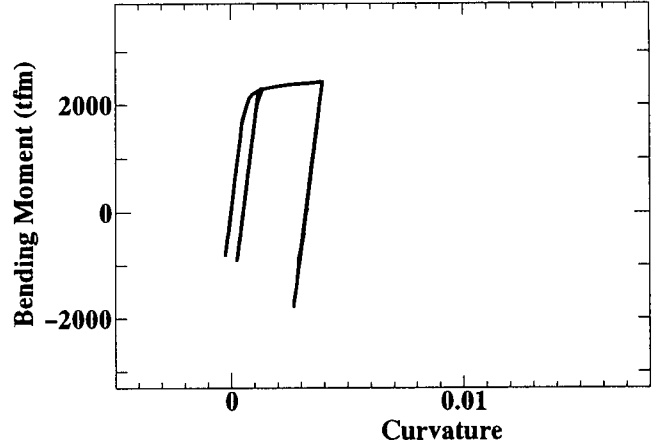


図-付 2.5-b P_2 橋脚基部の曲げモーメント曲率関係

図-付 2.5 水平地震動のみを作用させた場合

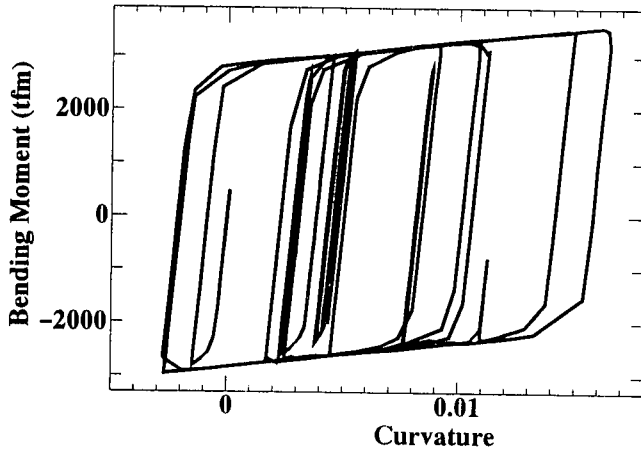


図-付 2.6-a P_1 橋脚基部の曲げモーメント曲率関係

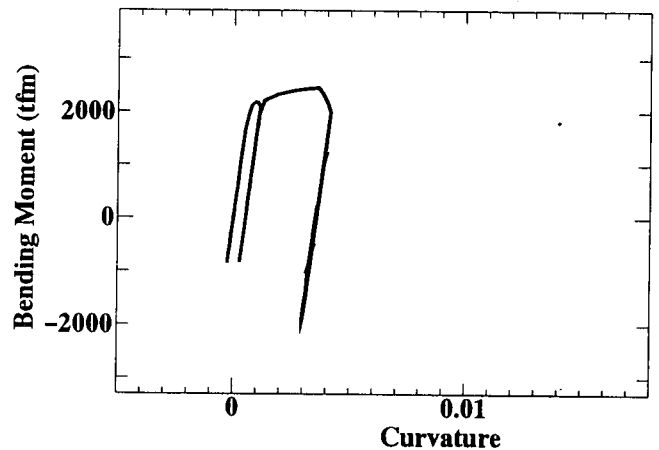


図-付 2.6-b P_2 橋脚基部の曲げモーメント曲率関係

図-付 2.6 鉛直地震動も作用させた場合

には、橋脚 P_1 、 P_2 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倍程度になっている。したがって、鉛直地震動が鋼製橋脚の局部座屈の発生に影響した可能性はあると言える。

d) 橋脚基部のひずみ応答

図-付 2.9-aおよび図-付 2.9-b には、鉛直地震動が作用する場合と作用しない場合について、橋脚 P_1 基部の振動方向両側フランジのひずみ応答を示している。いずれの場合も、ひずみ応答は非常に大きくなっている。これは、兵庫県南部地震が非常に大きい地震であったことと、今回採用した鋼製橋脚の断面が現実的ではないことも影響していると考えられる。しかしながら、鉛直地震動が作用しない場合では、はじめにひずみの大きな変動が生じた後、振動方向片側のフランジのひずみのみが圧縮の大きい値を示している。こ

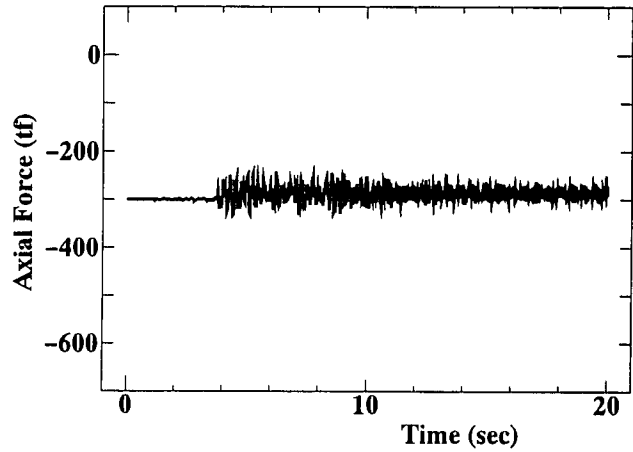
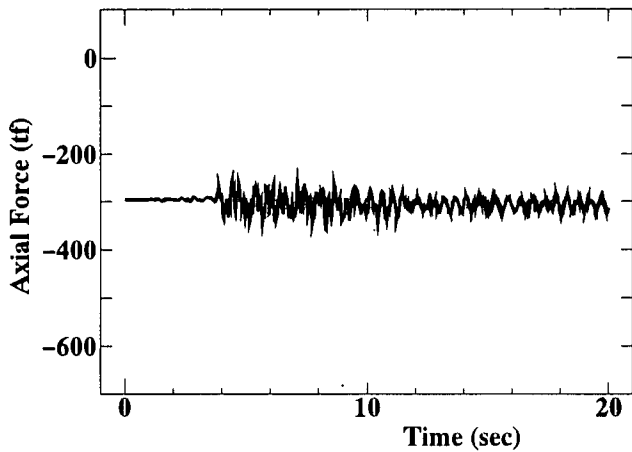


図-付 2.7-a P₁橋脚基部の軸力の時刻歴曲線

図-付 2.7-b P₂橋脚基部の軸力の時刻歴曲線

図-付 2.7 水平地震動のみを作用させた場合

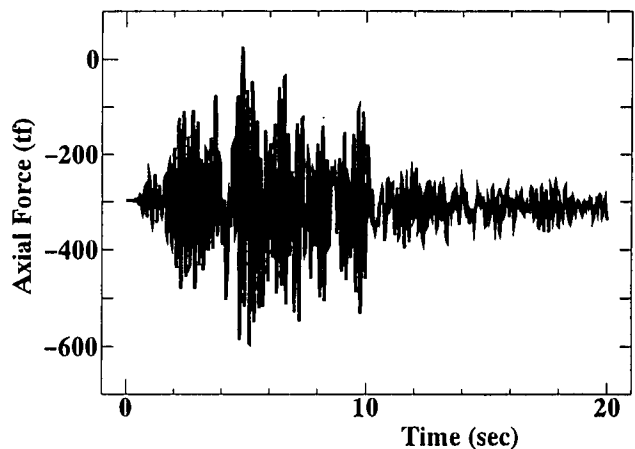
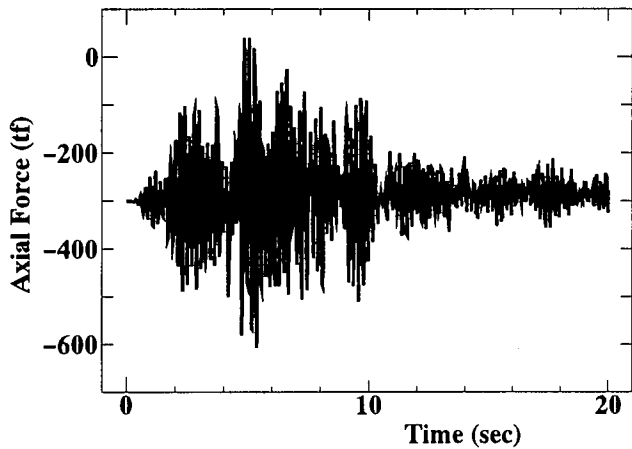


図-付 2.8-a P₁橋脚基部の軸力の時刻歴曲線

図-付 2.8-b P₂橋脚基部の軸力の時刻歴曲線

図-付 2.8 鉛直地震動も作用させた場合

れに対して、鉛直地震動が作用する場合には、両側フランジのひずみとも鉛直地震動が作用しない場合よりはわずかに大きい圧縮ひずみを示している。しかし、前述のように鉛直地震動は橋脚の軸力変動にはある程度影響を及ぼしたが、ひずみ応答にはあまり大きく影響していない。

5 あとがき

今回の阪神淡路大震災に際しては、曲げ剛性が大きい鉄筋コンクリート橋脚が大きな損傷を受け、それと並んでいたスレンダーな鋼製橋脚が損傷を受けないという状況が見受けられた。また、水平地震動とともに作用した大きな鉛直地震動が鋼製橋脚の局部座屈発生などに影響したかどうか問題となっている。

そこで本報告では、橋脚の高さが異なる3径間連続高架橋と橋脚の構造全体系の弾塑性地震応答解析を行い、前述のような現象の理由を考察した。

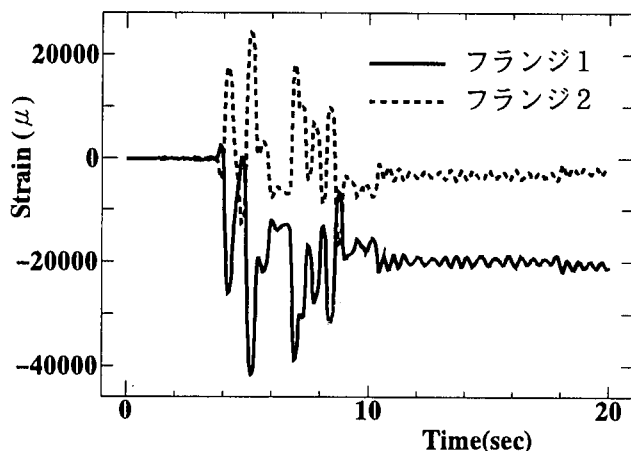


図 -付 2.9-a 水平地震動のみ作用した場合

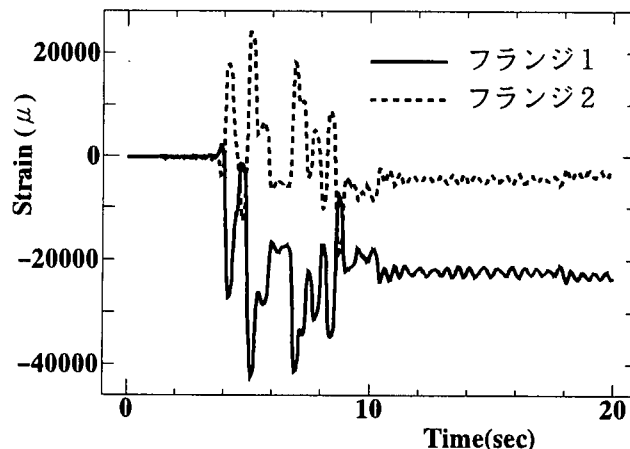


図 -付 2.9-b 鉛直地震動も作用させた場合

図 -付 2.9 橋脚基部のひずみの時刻歴曲線

その結果、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、鉛直地震動が橋脚の軸力変動にはある程度影響を及ぼしたが、ひずみ応答に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言えない。しかし、橋脚の基部以外の高さ位置の挙動あるいは橋脚が鉛直方向に変断面構成になっている場合の挙動を含めて、さらに今後の検討が必要であると考えられる。

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.