

建設省土木研究所 正会員 栗林 栄一  
" 建築研究所 " 岩崎 敏男  
日本技術開発(株) " O 佐竹 正行

1. まえがき

1971年2月のサンフェルナンド地震により現地の高架橋は大きな被害をうけたが、それらのうちのいくつかについては、その耐震性について検討した結果が、すでに報告されている<sup>(1)(2)</sup>。今回、それらの中から高橋脚の橋と並ぶ平面・放射線形に変更せずに日本道路協会の耐震設計指針(道路指針)<sup>(3)</sup>に基づいて設計し、地震応答解析を行ったので、その結果に基づいて報告するとともに、被害を受けた現地の高架橋の地震応答解析の結果とも対比した。現地の高架橋の一般図を図-1に、また我国の指針に基づいて設計した高架橋を図-2に示す。

2. 地震応答計算

質量は集中質量系、骨組部材は弾性体とし、三次元立体骨組構造として、変形法を用いて解析した。応答計算には、スペクトルによる方法と地震波の加速度記録による方法を用いた。

対象とした高架橋の質量、剛性が等価となるようは梁に置換した多質点系の立体骨組構造物としてモデル化した。ただし低橋脚の6%以下の側径間部は主径間部に振動性状異なること想定されるのでモデルから除外した(図-3)。またモデルは、変形の大さに対応し桁端の拘束条件がローラーとヒンジの2つを考えた。入力地震として、平均応答スペクトル(図-4)を加速度0.20gで使用した。また現地高架橋と比較のため、地震記録CASTAIC 2/9/71 N69W(図-5)を最大加速度0.30gに補正して使用した。上記モデルによって、地震応答解析を行った結果は以下のとおりである。

桁端の拘束条件がヒンジの場合の振動モード(1次~3次)を図-6に示す。1次周期は $T=1.1$ 秒(部分構造系では $T=2.3$ 秒)であり、特に長くは桁の振動が卓越している。

水平2方向を入力とし、桁中央のヒンジ部・橋脚天端の変位および橋脚の断面力に着目して、応答計算を行った。

減衰定数 $\eta=2\%$ の場合の変位・断面力の最大値を設計値(静的計算)とともに表-1に示す。変位は、桁中央ヒンジ

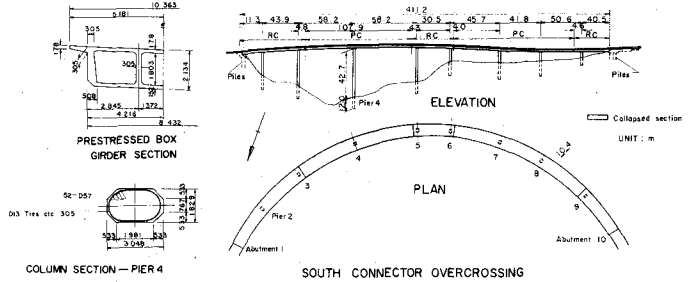


図-1 現地の高架橋

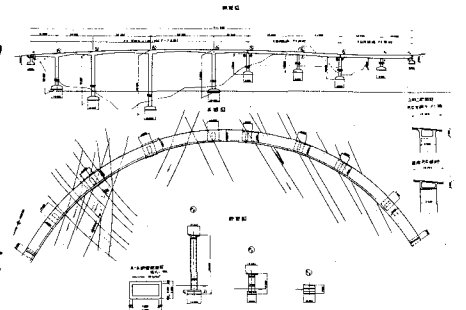


図-2 道路橋耐震指針で設計した高架橋

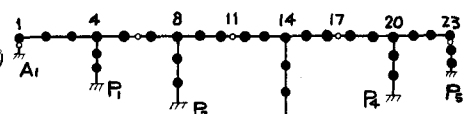


図-3 振動モデル

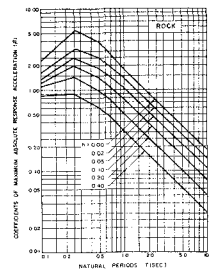


図-4 平均応答スペクトル

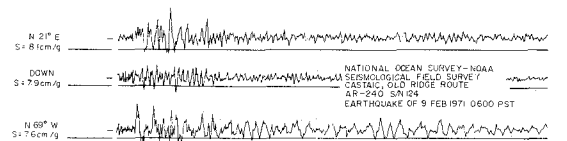


図-5 地震記録

表-1 応答値 (h = 2%)

		変位 (cm)				断面力 (t, t·m)			
		8	11	14	17	S	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
設計計算		3.7	7.4	5.9	4.3	486.0	1130.3	7541.3	8937.7
地震応答計算	スペクトル (ローラー)	5.8	12.3	7.5	4.9	348.9	2447.8	7339.1	7075.2
	スペクトル (ビンゴ)	5.2	11.6	5.4	4.6	290.0	2611.6	5336.8	7584.8
	加速度記録 (ビンゴ)	3.0	18.8	6.6	6.3	472.6	4753.0	7748.6	14022.9

(注1) S:せん断力, M<sub>x</sub>:ねじりモーメント, M<sub>y</sub>, M<sub>z</sub>:曲げモーメント

(注2) 設計震度:  $k_h = \beta \cdot Z_1 \cdot Z_2 \cdot Z_3 \cdot k_0 = 1.25 \times 1.0 \times 0.9 \times 1.0 = 0.23$

部が最大である。また、桁横方向に大歪み曲げモーメントが生じている。

① スペクトル: 変位は最大で設計値の約1.7倍, 断面力はねじりモーメントが同様に約2.3倍と大歪み, 他は設計値内である。

② 地震記録: 変位は設計値, スペクトルによる応答値のそれぞれ2.5倍, 1.5倍とかなり大きい。右橋脚では曲げモーメントが設計値の1.6倍になり、許容応力度を僅かながら超過した。さらに、ねじりモーメントによるせん断応力度も許容値を超えている。

次に道路指針で設計した高架橋(設計案)と現地高架橋とを比較してみる。図-7に現地高架橋の振動モードを示す。1次周期は  $T = 9.3$  秒とかなり長く、橋脚の振動が卓越している。応答値は、変位が大きく(最大値で  $24^{\text{cm}}$ )断面力が小さい。これは桁の剛性に対する橋脚の剛性の比の違いに起因すると考えられる。すなわち現地高架橋では、この比が0.11~0.33であるのに対し、設計案では1.3~6.8となっている。また現地高架橋と設計案の剛性を比較すると、桁では大差はないが、橋脚では1:7.7~14であり、かなりの相違がわかる(なお下部工の工費の割合は1:3程度と推定される)。以上から、現地高架橋では変位が、設計案では応力度が耐震性のポイントになることが容易に推定できる。

### 3. 結論

以上の地震応答解析の結果、次の諸点が指摘される。

(i) 道路指針に基づいて設計した高橋脚高架橋にフイックキャストアイソック記録を入力とする地震応答解析の結果では、最大変位は  $19^{\text{cm}}$  程度、最大応力度は一部許容値を超過する可能性のあることが判った。しかし応力度は入力地震の加速度値(最大0.30g)と周波数特性、用いた振動モデルと減衰定数などを考慮すれば、実際よりもかなり大歪みの値を与えるものと考えられる。一方スペクトル解析の結果では、最大変位  $12^{\text{cm}}$ 、最大応力度は許容値以内におさまっている。

(ii) 高橋脚橋の耐震設計上、考慮すべきこととして、変位に対しては落橋防止対策が、また断面力に対しては桁の横方向の曲げモーメントおよび橋脚のねじりモーメント(特に曲線橋)に対する検討が重要である。

(iii) 連続桁と高橋脚橋の固有周期は、部分構造系(道路指針式)とあわせて、全体構造系に対する振動解析に求めらるべきである。

#### 参考文献

- 1) 栗原 豊: 半吊り地盤上の高架橋の地震応答解析, 土木学会第10回大会学術講演会報告概要(1部), 昭和47年10月
- 2) 〃: 半吊り地盤上の高架橋の動的検討, 土木学会工学研究委員会報告概要, 1972年7月18日~19日
- 3) 日本道路協会: 道路橋耐震設計指針・同解説, 昭和47年4月

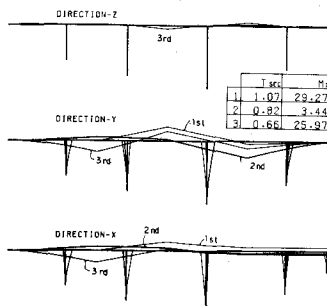


図-6 振動モード(設計案)

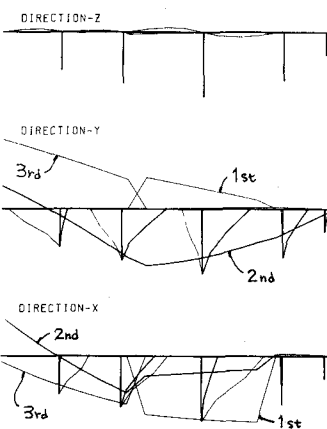


図-7 振動モード(現地高架橋)