

地震動の方向性を考慮した斜張橋の耐震解析

京都大学工学部 正員 山田善一
 京都大学工学部 正員 河野健二
 (株)神戸製鋼所 正員 〇竹内敬二

1. 要旨

従来、橋梁の耐震解析を行なう場合、橋軸方向、あるいは橋軸直角方向からの地震入力に対する検討のみを行ない、平面応答解析によることが多かった。しかし地震動は水平2成分、鉛直1成分の、少なくとも3つの独立した成分をもち、構造物も立体的な応答系であることを考えると、入力、応答を3次元的に取り扱う必要があると思われる。また一般に地震応答解析は応答スペクトル図を用いた確定論的解析が行なわれている。平均応答スペクトルを用いた解析では、最大応答などの程度の確率で生ずるかが不明である。

そこで本研究では、動的応答における連成が問題となっている斜張橋を例にとり、地震入力の方角特性を考慮した3次元解析を行なって、従来の2次元解析における応答スペクトル法との比較を行ない、より合理的な地震応答の評価を確率論を導入しながら試みた。

- (a) 地震入力は2次元、あるいは3次元的なパワースペクトル(P.S.D.)とする。
 (b) 極値分布理論を利用して応答のrms(σ とする)変位、rms速度($\dot{\sigma}$)を用いて最大応答変位を推定する。
 (c) 応答スペクトル、実地震応答解析による結果と(b)の結果を比較しながら、斜張橋の地震応答特性を明らかにする。

2. 解析手法

(a) モデル----- Fig-1に示すようにスパン長の違う3種類の斜張橋立体モデルを考えた。また応答を主に調べる4点を設定した。

(b) 地震の入力方法----- 松島の論文¹⁾を参考に地震の空間性を考慮しながら、2次元、3次元入力(ホワイトノイズ、フィルタードホワイトノイズ: 地盤を1自由度系と考え $\omega_g = 15 \text{ rad/sec}$, $\beta_g = 60\%$)を行なった。

(c) 平面解析----- 入力は $Z:X = 1.0:0.35$ とした。これは応答スペクトル入力比 $Z:X = 1.0:0.5$ に対応している。入力のP.S.D.は $(Z, X) = (0.005, 0.0018)$ を用いた。 $(\text{m}^2 \text{ sec}^{-3})$

(d) 立体解析----- 水平方向(Y, Z)の地震動直角2成分のP.S.D.を $S_{yy}(\omega)$, $S_{zz}(\omega)$ とすれば入力方向(角度 θ)による水平任意方向のP.S.D., $S_{\theta\theta}(\omega)$ は

$$\text{平均値: } \bar{S}_{\theta\theta}(\omega) = \frac{1}{2} (S_{yy}(\omega) + S_{zz}(\omega))$$

$$\text{最大値: } \max S_{\theta\theta}(\omega) = (1 + \varepsilon_{yz}) \bar{S}_{\theta\theta}(\omega) \doteq 1.6 \bar{S}_{\theta\theta}(\omega) \text{ となる}$$

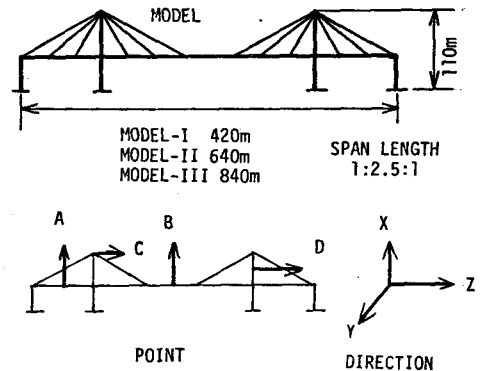


Fig.- 1

ここに $\varepsilon_{yz} = \frac{|S_{yz}(\omega)|}{\sqrt{S_{yy}(\omega) \cdot S_{zz}(\omega)}}$ であり $S_{yy}(\omega)$ と $S_{zz}(\omega)$ の相関を示す係数である。

入力の P.S.D. の比は $(x:y:z) = (0.35:0.5:1.0)$, $(0.5:0.5:1.0)$

および $(0.35:1.0:0.5)$ の3種類を考えた。

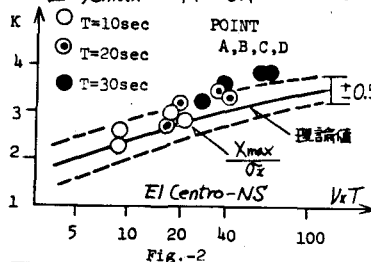
(e) 最大変位推定 ----- 定常確率ガウス過程 X のゼロクロッシング期待値 $\bar{\nu}_x T$ と極値分布理論から導かれる式を用いる。²⁾

$\bar{\nu}_x T = \sigma_x / \pi \sigma_{\dot{x}}$ --- (1) ランダム過程 X の継続時間 T におけるクロッシング期待値

$K' = \sqrt{2 \ln \bar{\nu}_x T}$, $K = K' + 0.5772 / K'$ (0.5772:オイラー定数) --- (2) とすれば

最大変位の期待値は $E X_{\max} = K \cdot \sigma_x$ --- (3) となる。

(f) 手法 --- 斜張橋ははり部材からなると考え有限要素法を適用した。応答解析には非減衰固有値解析、複素固有値解析を利用したモデルアナリシスを用いた。



Tab. -2 NATURAL FREQUENCY (Hz)			
MODEL	MODE	X-Z PLANE	Y-DIRECTION
II	1	0.419	0.561
	2	0.652	1.386
	3	1.006	1.572
	4	1.047	1.945

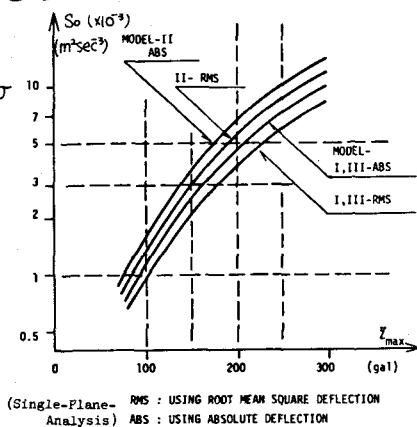


Fig. 3 $S_0 - \bar{z}_{\max}$ RELATION (POINT-B)

Tab. -1 COMPARISON OF DEFLECTION (USING R.M.S. DEF.)

POINT		RESPONSE SPECTRUM				POWER SPECTRUM	
		0°	30°	60°	90°	S_0	$Fi-S_0$
A	X	4.5	4.4	4.3	4.1	3.9	8.5
	Y	0	1.0	1.7	1.9	0.8	1.7
	Z	0	0	0.1	0	0.2	2.3
B	X	22.7	22.5	22.0	21.3	18.5	37.9
	Y	0	3.8	6.5	7.5	4.2	8.9
	Z	0	0.8	0.7	0.7	0.9	1.3
C	X	0	0.3	0.3	0.3	0.3	0.5
	Y	0	0.1	0.1	0.1	2.6	5.9
	Z	4.7	4.7	4.5	4.3	3.7	7.9
D	X	0	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3
	Y	0	0	0	0.1	1.2	2.6
	Z	5.6	5.0	3.5	2.2	3.9	9.4

(cm) (RMS Def.)

X, Y, Z : Direction
 S_0 : White Noise Input ($m^2 sec^{-3}$)
 $(X, Y, Z) = (0.0018, 0.0025, 0.005)$
 $Fi-S_0$: Filtered White Noise
 $(X, Y, Z) = (0.0018, 0.0025, 0.005)$
 $W = 15 (rad/sec)$, $B = 60\%$

Response Spectrum Input
 : Horizontal-200gal
 Vertical-100gal

3 結果

(a) 実地震波による応答を求め、変位に関して (3) 式を検討した (Fig. 2)

またホワイトノイズとスパクトル応答の対応を最大変位と比較することで行なった (平面解析) (Fig. 3)

(b) 水平方向地震の入力角度 (橋軸から θ 度) を考慮したスパクトル応答解析の最大応答の変化と、パワー・スパクトル入力の結果を Tab. 1 に示す。

4. 考察

(a) 斜張橋は面外モード (y-方向) が低次に現われる (Tab. 2) が、X-Z 平面モードとは分離している。

(b) 斜張橋の各構造部材 (点 A, B, C, D で代表される) が非減衰固有値解析による卓越モード (例えば A 点は 2, 3 次) に支配される地震応答を示し、(3) 式により、最大値はほぼ予測できる ($K = 2.4 \sim 2.9$)

(c) P.S.D., 地盤の ω_g , β_g の決定には不明確な点もあるが、2 次元および 3 次元解析において、平均応答スパクトルを用いて地震応答解析を行なう場合、十分にその卓越振動数の範囲に注意する必要がある。

・参考文献 1) 松島豊「3 方向地震入力による構造物の確率的応答」日本建築学会論文報告集 第 217 号

2) Masanobu Shinozuka "Method of Safety and Reliability Analysis"
 International Conference on Structural Safety and Reliability