

鳥取大学工学部 正会員 白木 渡 鳥取大学工学部 正会員 松保重之
(株)横河ブリッジ 正会員○岩本芳和

1. まえがき

近年、斜張橋の発展はめざましく多くの架設例と共に長大化の一途をたどっている。斜張橋は一般にスレンダーな構造であり、長大化にともない柔構造となる。また、振動特性の異なる構造部材から構成されているため、地震時には複雑な振動応答をする。そのため耐震性の検討および動的挙動の把握の必要性が高まっている。そこで本研究においては、不規則振動論により斜張橋の耐震安全性の評価を行う。

2. 動的応答解析および動的信頼性解析

地震動は一般に、時間領域において非常に複雑に変化する非定常確率過程の標本値と考えられる。しかし、構造物に影響を与えるのは地震動の強震部分であると考え、この部分を期待値0の定常確率過程としてモデル化を行う。このような地震動を外力として受ける線形n自由度系の構造物の応答 $X(t)$ のパワースペクトルは、式(1)で示される。そして、着目する応答 $X(t)$ が地震動の継続時間 T 内において常に一定許容範囲内($\pm\lambda$)におさまれば構造物は安全であると定義する(式(2)参照)。

本研究においては着目する応答を曲げモーメントとし、その応答を狭帯域定常正規確率過程と仮定する。そのため、包絡線過程の超過の問題とし、初期値($t=0$)が λ よりも小さいという条件および負の超過を考慮に入ると継続時間 T 内における信頼度 P_s は式(3)となる。そして、許容値($\pm\lambda$)を限界状態とすると破基準関数は式(4)および(5)となる。

3. 数値解析結果

図-1および表-1に示す主径間長の異なる2つの3径間連続鋼斜張橋に対して解析を行った。また、構造モデル1の車線数は4車線であるのに対し、構造モデル2は6車線で主径間長もより大きく、より長大なモデルである。

地震動モデルの作成においては、架橋地点周辺に発生する地震の特性、および架橋地点の地盤の特性を考慮する必要がある。そこで、架橋地点を愛媛県板島橋に想定し、その地点で観測された強震加速度記録¹⁾(日向灘沖地震(1968年, $M=7.5$), 豊後水道沖地震(1968年, $M=6.8$))に基づき、式(6)で表されるパワースペクトル密度関数により地震動のモデル化を行った。そして、入力地震動としては、a) 遠距離に発生する $M=8$ 程度の大規模地震($\Delta=70\text{ km}$) b) 中距離に発生する $M=7$ 程度の中規模地震($\Delta=35\text{ km}$)

$$G_R(\omega) = G_F(\omega) \left\{ \sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^n \Psi_i \Psi_k H_i(\omega) H_k^*(\omega) \right\} \quad (1)$$

ここに、 $G_R(\omega)$: 応答のパワースペクトル
 $G_F(\omega)$: 地震動のパワースペクトル
 Ψ_i : 等価振動モード
 $H_i(\omega)$: 周波数応答関数

$$P_s(\lambda) = P \{ \max X(t) \leq \lambda \cap \min X(t) \geq -\lambda : 0 \leq t \leq T \} \quad (2)$$

$$P_s(\lambda) = \left[1 - \exp \left(-\frac{\lambda^2}{2\sigma_x^2} \right) \right]^2 \times \exp \left[-\frac{2\sigma_x \lambda T}{\sqrt{2\pi} \sigma_x^2} \exp \left(-\frac{\lambda^2}{2\sigma_x^2} \right) \right] \quad (3)$$

$$\text{ここに、} \sigma_x = \int_0^\infty G_R(\omega) d\omega$$

$$\sigma_1^2 = \sigma_x^2 - \omega_m^2 \sigma_x^2$$

ω_m : 狭帯域の中の代表的な振動数

$$1.7M(L+I) - M^* \leq 0 \quad (4)$$

$$\frac{1.7}{1.5} M(EQ+L^*(EQ)) - M^* \leq 0 \quad (5)$$

ここに、 $M(\quad)$: ()内の荷重の組み合わせによる曲げモーメント

M^* : 地震動による実働曲げモーメント

1.7: 安全率

1.5: 地震荷重と活荷重の組み合わせにおける割り増し係数

L : 設計活荷重 I : 衝撃荷重 EQ : 設計地震荷重

$$G_F(\omega) = \sum \frac{\omega_{0i}^4 + 4\zeta_{0i}^2 \omega_{0i}^2 \omega^2}{(\omega_{0i}^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_{0i}^2 \omega_{0i}^2 \omega^2} G_0 \quad (6)$$

ここに、 ω_{0i} : 第 i 層の卓越円振動数
 ζ_{0i} : 第 i 層の減衰

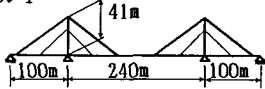
を想定した。想定した2つの地震動モデルの諸元を表-2に、パワースペクトル密度関数を図-2に示す。

以上、作成した2つの地震動モデルを用いて、各構造モデルの主桁・中央径間中央およびタワー・基部の超過確率を表-3に示す。なお、設計計算の結果は、全ての断面において活荷重により断面が決定されており、破壊基準関数は全断面において、式(4)を用いた。

表-1 構造モデルの諸元

	構造モデル1		構造モデル2	
	A (m ²)	I (m ⁴)	A (m ²)	I (m ⁴)
主桁	0.571	0.941	1.031	2.304
タワー	0.487	0.544	0.828	1.685
ケーブル	0.031	0.0	0.081	0.0

構造モデル1



構造モデル2

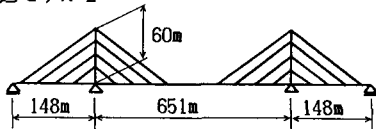


図-1 構造モデルの一般図

4. 考察

表-3より超過確率を比較すると、相対的に構造モデル2が高い信頼度を有している。また、構造モデル2では、220galの地震動に対しても高い信頼度を有している。このことより、斜張橋が長大になるほど現行の設計基準による橋軸方向の設計は、活荷重の影響が支配的となり地震荷重の影響が軽減され、耐震性が確保される傾向にあると考えられる。

そして、2つ地震動モデルによる超過確率を比較すると、構造モデル1においては主桁が、構造モデル2においてはタワーが、それぞれ 10^{-8} の差がある。これより、斜張橋の振動特性が異なれば架橋地点が同一であっても、その周辺の地震の性質や地盤の振動特性により耐震設計上注意すべき地震が異なることがわかる。斜張橋の振動特性と架橋地点周辺の地震による地盤の挙動との相互作用を把握することが重要であると考えられる。

表-2 地震動モデルの諸元

	日向モデル				豊後モデル		
	A _{max} (gal)	G ₀ (cm ² /sec ³)	M	T _d (sec)	G ₀ (cm ² /sec ³)	M	T _d (sec)
180	21.0	7.9	12.5	22.4	7.2	5.8	
200	25.5	8.0	13.5	27.1	7.3	6.4	
220	30.5	8.1	14.6	32.3	7.4	6.8	

A_{max} : 最大加速度、M : マグニチュード、T_d : 主要動継続時間

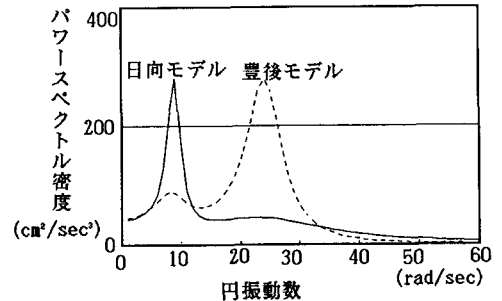


図-2 架橋地点の地震動モデル
(最大加速度180gal)

表-3 限界状態に対する超過確率

構造モデル1

地震動モデル	着目部材	180gal	200gal	220gal
日向モデル	主桁・中央径間中央	9.39E-05	1.12E-03	7.46E-03
	タワー・基部	1.58E-02	8.84E-02	3.34E-01
豊後モデル	主桁・中央径間中央	1.20E-10	1.47E-08	5.87E-07
	タワー・基部	1.17E-05	1.45E-04	1.67E-03

構造モデル2

地震動モデル	着目部材	180gal	200gal	220gal
日向モデル	主桁・中央径間中央	2.14E-11	4.00E-09	2.19E-07
	タワー・基部	4.74E-13	2.41E-10	2.82E-08
豊後モデル	主桁・中央径間中央	1.71E-12	4.36E-10	3.03E-08
	タワー・基部	2.14E-08	4.00E-06	2.19E-04