

P C 吊床版橋の減衰定数の評価と 振動使用性照査における影響

角本 周¹・梶川 康男²

¹正会員 工修 オリエンタル建設㈱ 技術部 主任研究員 (〒102-0093 千代田区平河町 2-1-1)

²正会員 工博 金沢大学大学院教授 自然科学研究科 (〒920-8667 金沢市小立野 2-40-20)

橋梁の動的解析においては、通常、減衰定数は鋼やコンクリートといった橋梁を構成する主要材料から経験的に設定されている。一方、橋梁のモード減衰を橋梁各部のエネルギー吸収から理論的に算出する研究が近年行われており、比較的良好な精度で減衰定数を推定することが可能となってきた。本研究は、単径間 P C 吊床版橋を対象として、実測された減衰定数の統計分析より床版のエネルギー吸収を推定し、振動エネルギーに対するひずみエネルギーの比および床版の等価減衰定数よりモード減衰定数を評価する方法を提案したものである。さらに、減衰定数の設定が歩行者通行時の動的応答に与える影響をパラメータ解析により検討するとともに、振動使用性照査において工学的に必要な減衰定数の推定精度について考察したものである。

Key Words : *PC stress ribbon bridge, damping characteristics, energy ratio, energy dissipation, equivalent damping ratio, vibration serviceability*

1. はじめに

車両交通や風、地震等の動的外力に対する橋梁の動的応答性状は、橋梁の固有振動数、振動モード、減衰性および外力特性の4つのファクターから定まるものである。よって、動的外力に対して設計を行う場合や振動問題を検討する際には、これらのファクターの評価が重要となってくる。

例えば、歩道橋の振動使用性の設計時における照査では、歩道橋の固有振動数や振動モードは質量や部材剛性、境界条件などの構造データを適切に設定することで精度良く算出することが出来る¹⁾。また、外力特性としての歩行外力は、人間の腰部慣性力や歩行踏力の実測値、歩道橋の動的応答からの逆解析により数種類の入力モデルが提案されており^{2), 3), 4)}、さらに、幾つかの歩道橋で発生した水平方向励振に対する外力モデルも検討されている⁵⁾。しかしながら、減衰性に関しては、その要因が材料自身の内部減衰、継手部や支承部における構造減衰、空気中や地盤への逸散減衰など多様で複雑なものであること⁶⁾、また、支間長等の構造パラメータとの相関性も弱いことから^{7), 8)}、橋梁を構成する主要材料や類似した橋梁形式の既往の実

験値から経験的に仮定するのが一般的である。例えば BS5400においては、歩道橋の振動使用性照査に用いる対数減衰率として、鋼橋に対して0.03、合成構造橋に対して0.04、コンクリート橋に対して0.05が示されている⁹⁾。

このように、減衰性は橋梁の動的応答性状を定めるファクターの中の1つでありながら、定量的に評価することが困難なファクターとして残されている。一方、近年、橋梁のモード減衰を橋梁各部のエネルギー吸収から算出する研究が行われており、斜張橋などでは比較的良好な精度で減衰定数を推定することが可能となってきた^{10), 11)}。そこで、本研究では、吊形式橋梁の一種である単径間 P C 吊床版橋の鉛直曲げ振動モードを対象にして、各振動モードのひずみエネルギーと減衰定数の実測値からエネルギー吸収性を統計分析により推定し、エネルギー的に各振動モードの減衰定数を評価する方法を提案した¹²⁾。さらに、P C 吊床版橋の多くが歩道橋として架設されていることから、振動問題として歩行者通行時の振動使用性に着目し¹³⁾、減衰性が歩行者通行時の動的応答に与える影響をパラメータ解析により把握し、工学的に必要な減衰定数の推定精度について考察した^{14), 15)}。

表-1 統計分析に用いた単径間P C 吊床版橋の固有振動数および減衰定数の実測値

吊支間 (m)	サグ比	モード	振動数 (Hz)		h (%)	E _R (%)	文 献	吊支間 (m)	サグ比	モード	振動数 (Hz)		h (%)	E _R (%)	文 献		
			実測	解析							実測	解析					
橋梁① 63.0	1/37.1	対称1	1.50	1.45	0.75	71	13)	橋梁④ 105.0	1/33.9	対称1	0.94	0.94	0.40	50	22)		
		逆対1	1.22	1.14	0.48	35				逆対1	0.70	0.72	0.25	14			
		対称2	2.17	2.07	0.65	64				対称2	1.32	1.27	0.55	55			
		逆対2	3.08	2.79	0.67	59				逆対2	1.48	1.55	0.31	27			
		対称3	4.29	3.91	0.83	68				対称3	1.95	2.04	0.25	36			
		逆対3	5.67	5.16	0.92	74				逆対3	2.39	2.55	0.67	41			
橋梁② 68.0	1/45.5	対称1	1.37	1.22	0.83	74	19)	橋梁⑤ 97.0	1/38.8	対称1	1.05	0.96	0.43	64	22)		
		逆対1	1.10	1.14	0.23	27				逆対1	0.90	0.81	0.14	15			
		対称2	1.89	1.91	0.54	46				対称2	1.51	1.35	0.34	40			
		逆対2	2.58	2.66	0.50	48				逆対2	1.93	1.75	0.35	29			
		対称3	3.54	3.64	0.58	58				対称3	2.53	2.30	0.33	37			
		逆対3	4.62	4.75	0.57	65				逆対3	3.15	2.89	0.26	44			
46.5	1/37.2	対称1	1.95	1.99	0.49	84	20)	91.0	1/41.4	対称1	1.03	0.99	0.42	68	22)		
		逆対1	1.70	1.62	0.53	56				逆対1	0.95	0.87	0.23	16			
		対称2	3.40	3.05	0.68	76				対称2	1.56	1.43	0.26	37			
		逆対2	4.55	4.41	0.37	78				逆対2	2.08	1.89	0.23	31			
		対称3	6.75	6.36	0.76	84				対称3	2.76	2.51	0.36	40			
		逆対3	6.75	6.36	0.76	84				逆対3	2.76	2.51	0.36	40			
117.0	1/30.0	対称1	0.85	0.86	0.58	36	21)	79.0	1/31.6	対称1	1.22	1.21	0.58	51	22)		
63.0	1/37.1	対称1	1.53	1.45	0.80	71	21)			逆対1	0.90	0.87	0.34	25			
147.6	1/42.2	対称1	0.71	0.65	0.28	68	22)			対称2	1.78	1.70	0.78	73			
		対称2	1.05	1.00	0.14	17				逆対2	2.08	2.02	0.58	46			
		逆対2	1.37	1.31	0.11	11				対称3	2.86	2.78	0.56	57			
		対称3	1.76	1.66	0.16	15	78.0	1/34.7	逆対3	2.17	2.02	0.16	18	22)			
		逆対3	2.17	2.02	0.16	18			対称1	1.29	1.21	0.84	59				
		対称4	2.61	2.40	0.20	22			逆対1	0.93	0.92	0.74	25				
橋梁③ 123.0	1/30.0	対称1	0.87	0.83	0.29	36			22)			対称2	1.88		1.67	0.61	64
		逆対1	0.63	0.62	0.11	11	76.5	1/34.8	対称3	2.95	2.87	0.36	55				
		対称2	1.26	1.15	0.60	65			逆対1	1.27	1.23	0.75	60				
		逆対2	1.37	1.29	0.26	21			逆対1	1.03	0.93	0.94	25				
		対称3	1.83	1.69	0.30	30			対称2	1.83	1.70	0.75	64				
		逆対3	2.28	2.08	0.33	33			逆対2	2.39	2.15	0.58	46				
115.0	1/32.9	対称4	2.82	2.53	0.37	40			22)			対称3	3.30	2.95	0.51	57	22)
		逆対1	0.71	0.67	0.19	12	45.0	1/40.7	逆対3	3.30	2.95	0.51	57				
		対称2	1.25	1.18	0.77	55			対称1	1.93	1.95	0.64	84				
		逆対2	1.47	1.42	0.25	23			逆対1	1.71	1.73	0.40	56				
		対称3	1.88	1.85	0.32	31	33.0	1/36.7	対称2	3.10	3.18	0.56	74				
		逆対3	2.27	2.29	0.28	36			対称1	2.73	2.93	1.01	92				
		対称4	2.73	2.80	0.64	43			逆対1	2.64	2.68	1.66	77				
		逆対4	3.20	3.34	0.46	48			対称n: 鉛直曲げ対称n次, 逆対n: 鉛直曲げ逆対称n次 h: 減衰定数の実測値, E _R : エネルギー比の解析値								

2. 減衰定数の統計分析

単径間P C 吊床版橋の固有振動数および振動モードは、幾何剛性を考慮した固有振動解析により精度良く推定することができる^{13), 16)}。一方、減衰定数に関しても、他の橋梁形式と比べて構造が単純で構造減衰が生じる支承部も無いことから、橋梁規模や固有振動特性から精度良く推定できることも考えられる。ここでは、一般に橋梁の減衰性を評価する際に行われているように、減衰定数の実測値を吊支間、固有振動数および振動次数をパラメータとして統計分析^{17), 18)}、単径間P C 吊床版橋の減衰性を検討する。

(1) 統計分析に用いた減衰定数の実測値

単径間P C 吊床版橋は、国内の架設実績も40橋を超え、幾つかの橋梁で振動実験が実施され減衰定数が実測されている。統計分析には、このうち一般に報告さ

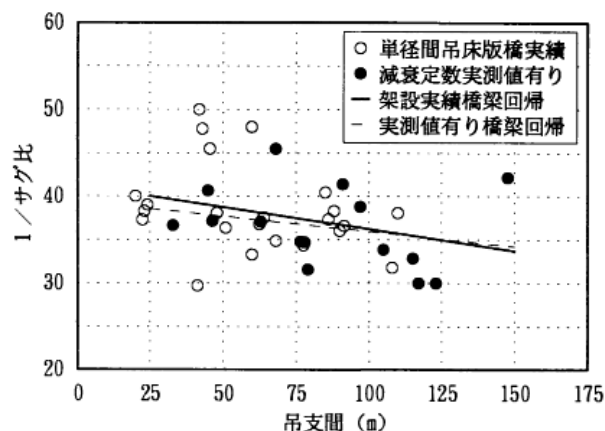


図-1 単径間P C 吊床版橋の国内架設実績

れている実測値を使用した^{13), 19)~22)}。1996年度末までに国内で架設された単径間P C 吊床版橋および実測値が報告された橋梁の吊支間およびサグ比を、図-1に示す。また、減衰定数が実測されている橋梁の固有

振動特性および減衰定数の実測値を、表-1に示す。吊床版橋の構造パラメータは吊支間とサグ比の2つが主であるが、架設された単径間P C吊床版橋のサグ比は1/30~1/50の範囲にある。減衰定数の実測値が報告されている橋梁は、吊支間およびサグ比とも国内で架設された実績の分布をほぼ網羅しており、橋梁数において全体の約40%に相当している。

報告された減衰定数の実測値は、すべて線形範囲内の振幅レベルに対する結果であるが、人力や起振機による定常加振、衝撃加振、常時微動などの種々な実験方法によるものが含まれている。また、その算出方法も、自由振動波形から算出する方法または共振曲線やパワースペクトルからハーフパワー法により算出する方法の何れかによるものである²³⁾。減衰定数の実測値は、実験方法や算出方法、測定対象振幅によっては同一橋梁の同一振動モードであっても2~3倍の差が生じることがあることから⁸⁾、同一橋梁の実測値が数種類の実験および算出方法で報告されている場合には、人力や起振機による定常加振後の自由振動波形から算出した値を統計分析に用いることとした。また、同一橋梁に対して複数の報告がされている場合には、より多くの橋梁に対して統一した実験方法により測定した結果を用いることとした²²⁾。統計分析に用いた減衰定数はほとんど0.01以下であり平均で0.005程度となっている。なお、P C吊床版橋では摩擦減衰を生じる支承が構造上無いことから、減衰定数の振幅依存性について報告された例はなく、線形範囲内では振幅依存性は僅かであるものと考えられる¹³⁾。

(2) 単径間P C吊床版橋の減衰性

吊支間と減衰定数の関係を、図-2に示す。吊支間が長くなるほど、減衰定数は全体的に小さくなる傾向にある。減衰定数 h と吊支間 L の関係を一般の橋梁では相関性が強いべき乗回帰式に近似すると¹⁷⁾、全振動モードに対する回帰式は式(1)となる。また、対称1次、逆対称1次および対称2次の各振動モードに対する回帰式は、それぞれ式(2)~(4)となる。

$$\bullet \text{ 全モード} : h = 0.369 L^{-1.005} \quad (1)$$

$$(\gamma = 0.651, \log \sigma = 0.427)$$

$$\bullet \text{ 対称1次} : h = 0.115 L^{-0.700} \quad (2)$$

$$(\gamma = 0.722, \log \sigma = 0.283)$$

$$\bullet \text{ 逆対称1次} : h = 2.245 L^{-1.500} \quad (3)$$

$$(\gamma = 0.756, \log \sigma = 0.532)$$

$$\bullet \text{ 対称2次} : h = 0.098 L^{-0.670} \quad (4)$$

$$(\gamma = 0.477, \log \sigma = 0.459)$$

全振動モードに対する吊支間と減衰定数の関係は、相関係数 γ は強いものの、標準偏差 $\log \sigma$ に相当する予測誤差は $+\log \sigma$ で+53%、 $-\log \sigma$ で-35%程度

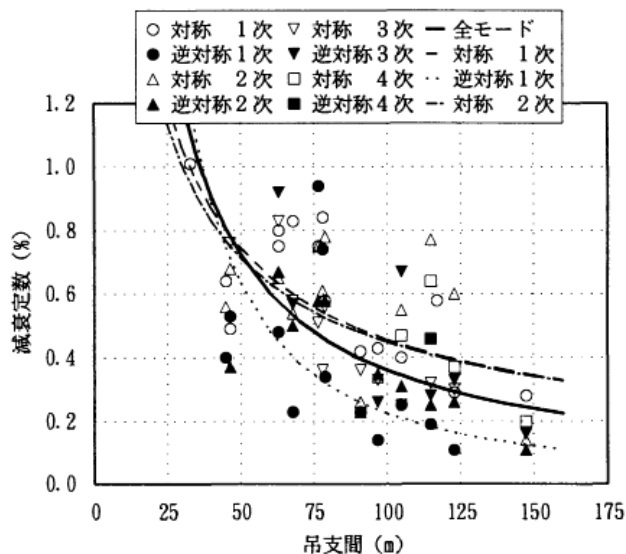


図-2 吊支間と減衰定数の関係

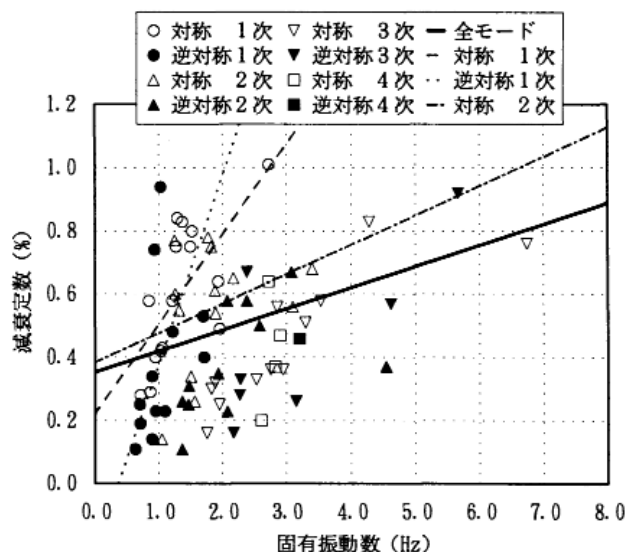
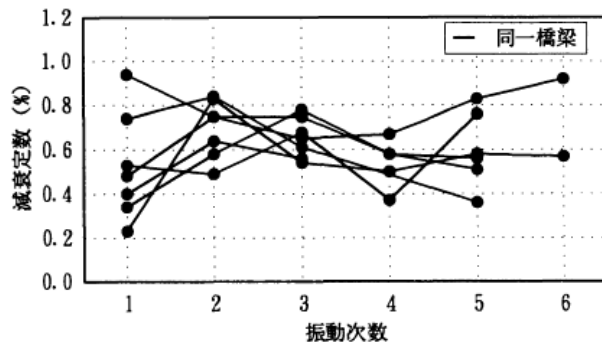


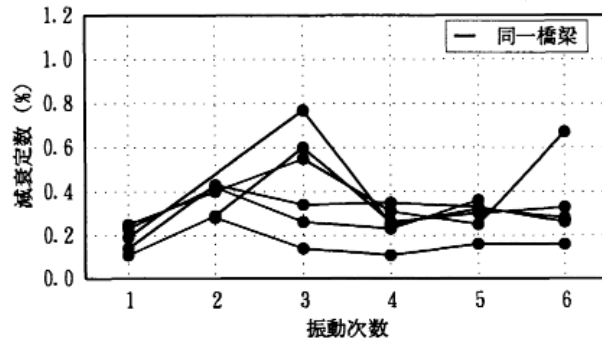
図-3 固有振動数と減衰定数の関係

となった。振動モード別では、対称1次と対称2次の回帰式がほぼ一致しているのに対して、逆対称1次は回帰係数が2倍程度大きく吊支間への依存性が強い結果となっている。一方、相関係数では、対称1次と逆対称1次の相関性が強いのに対して、対称2次の相関性が弱い結果を示している。

固有振動数と減衰定数の関係を、図-3に示す。固有振動数が高くなるほど、減衰定数は全体的に大きくなる傾向にはある。減衰定数 h と固有振動数 f の関係を1次回帰式に近似すると¹⁸⁾、全振動モードに対する回帰式は式(5)となる。また、対称1次、逆対称1次および対称2次の各振動モードに対する回帰式は、それぞれ式(6)~(8)となる。



(a) 吊支間 ～ 90 m



(b) 吊支間 90 m ～

図-4 減衰定数と振動次数の関係

$$\bullet \text{ 全モード} : h = 0.0035 + 0.00067 f \quad (5)$$

$$(\gamma = 0.293, \sigma = 0.0025)$$

$$\bullet \text{ 対称1次} : h = 0.0022 + 0.00284 f \quad (6)$$

$$(\gamma = 0.684, \sigma = 0.0017)$$

$$\bullet \text{ 逆対称1次} : h = -0.0022 + 0.00598 f \quad (7)$$

$$(\gamma = 0.777, \sigma = 0.0028)$$

$$\bullet \text{ 対称2次} : h = 0.0038 + 0.00093 f \quad (8)$$

$$(\gamma = 0.330, \sigma = 0.0020)$$

全振動モードに対する固有振動数と減衰定数の関係は、吊支間との関係に比べて相関係数 γ が弱い結果となった。振動モード別では、吊支間に対する回帰式が対称1次と対称2次ではほぼ一致していたのに対して、固有振動数に対しては対称1次が対称2次に比べて約3倍ほど回帰係数が大きい結果となった。一方、相関係数では、吊支間に対する場合と同様に対称1次と逆対称1次の相関性が強いのにに対して、対称2次の相関性が弱い結果を示している。

振動次数と減衰定数の関係を、ほぼ同数の橋梁数になるように吊支間を90mで2分して図-4に示す。ここで、振動次数は固有振動数の低い順であり、統計分析した単径間PC吊床版橋では、はりの鉛直曲げ振動のモード順序と異なり、1次が逆対称1次、2次が対称1次の振動モードの順となっている。減衰定数は、吊支間90m以下では振動次数によらずほぼ一定で、吊支間90m以上では2次および3次振動が他の振動

次数に比べて若干大きい傾向にある。振動次数と減衰定数の関係は、理論的には減衰力のメカニズムにより異なるが^{6), 17)}、吊支間により減衰力のメカニズムが異なるとは考えられないことから、減衰力のメカニズム以外に減衰定数の振動次数依存性を生じさせる要因があるものと考えられる。

3. エネルギー比と減衰定数

(1) 減衰定数のエネルギー的評価

山口ら^{24), 25)}は、ケーブルシステムでは、その減衰エネルギーの主要因が動的ひずみエネルギーに比例する内部減衰であることを実験的に示している。さらに、構成部材のひずみエネルギーに対する減衰エネルギーの比（以下、ロスファクター）および全振動エネルギーに占めるひずみエネルギーの比から、ケーブルシステムの各振動モードの減衰定数を評価する方法を提案している。単径間PC吊床版橋もケーブルシステムの一つであることから、この方法が適用できると仮定すると、各振動モードの減衰定数 h は式(9)で算出することができる。

$$\begin{aligned} h &= \frac{\eta U_G}{2 U_A} \\ &= \frac{\eta U_G}{2(U_G + U_K)} \\ &= \frac{h_G U_G}{U_G + U_K} \end{aligned} \quad (9)$$

ここに、 U_A は全振動エネルギー、 U_G は床版のひずみエネルギー、 U_K は幾何剛性のポテンシャルエネルギー、 η は床版のロスファクターであり、 h_G は床版の等価減衰定数に相当するものである。つまり、上の仮定が成り立つならば、各振動モードの減衰定数は式(10)に定義する各振動モードのエネルギー比 E_R と比例関係があることとなる。

$$E_R = \frac{U_G}{U_G + U_K} \quad (10)$$

(2) 構造パラメータとエネルギー比

前節の仮定を検討するため、図-5に示すモデル吊床版橋の各振動モードのエネルギー比を求め¹⁶⁾、構造パラメータや固有振動数等とエネルギー比の関係を検討する。ここで、エネルギー比は、死荷重作用時の軸力による幾何剛性、床版軸剛性および曲げ剛性を考慮し、舗装および高欄は付加質量としてのみ考慮した離散系骨組構造解析により算出した¹³⁾。なお、モデル吊床版橋の床版厚は、図-6に示す国内の架設実績の平均的な値を設定している。

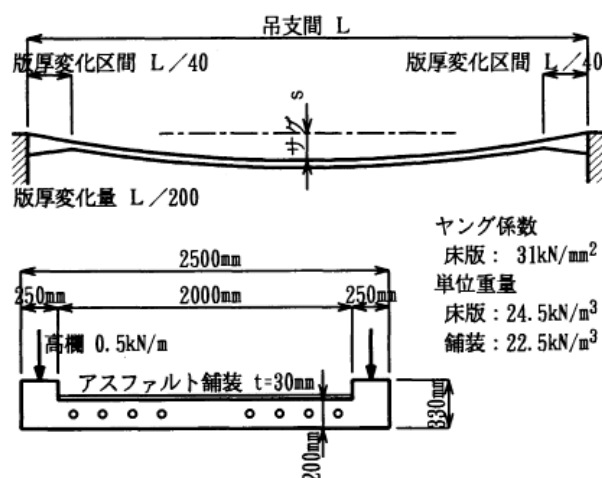


図-5 モデル吊床版橋

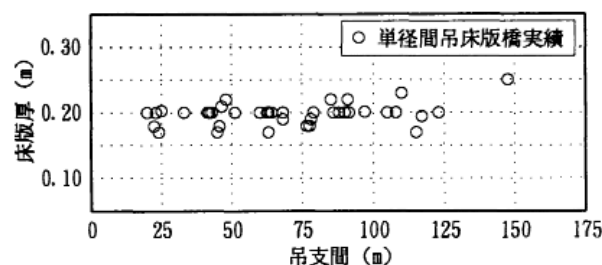
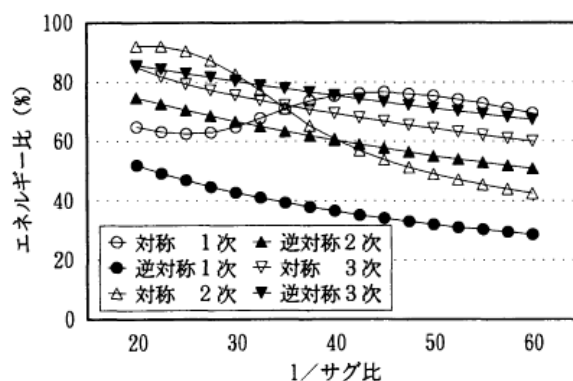


図-6 単径間PC吊床版橋の床版厚

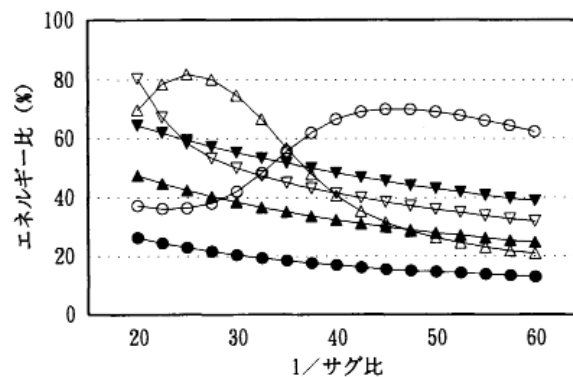
吊支間60m, 90m および120m に対するサグ比とエネルギー比の関係を、図-7に示す。また、吊支間90m に対するサグ比と固有振動数の関係を図-8に、振動モード形状の変化を図-9に示す。

全振動モードではサグ比が小さいほどエネルギー比は小さくなる傾向にあるが、振動モード別ではサグ比 $1/30 \sim 1/40$ において対称1次のエネルギー比が増加し、逆に対称2次のエネルギー比が著しく減少する。また、逆対称モードではサグ比によらず高次振動ほどエネルギー比が大きい傾向にあるが、対称モードではサグ比により異なり、対称1次と対称2次では両モードの固有振動数が最も近接するサグ比 $1/35$ 付近でエネルギー比の大きさが逆転する。吊支間で見ると、吊支間60m では全振動モードのエネルギー比はほぼ同レベルであるが、支間120m では対称1次と対称2次が他の振動モードに比べて相対的にエネルギー比が大きく、前章で述べた振動次数と減衰定数の関係と類似している。

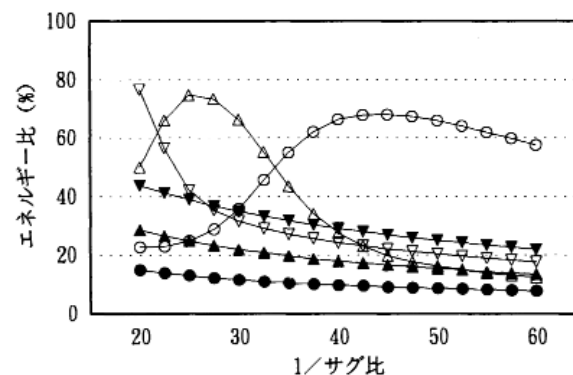
PC吊床版橋の鉛直曲げ振動モードの全振動エネルギーは、逆対称モードでは幾何剛性のポテンシャルエネルギーと床版曲げ剛性のひずみエネルギーにより構成され、高次振動ほど曲げ剛性のひずみエネルギーの比率が高い。一方、対称モードでは幾何剛性のポテンシャルエネルギーと床版軸剛性および曲げ剛性のひず



(a) 吊支間 60 m



(b) 吊支間 90 m



(c) 吊支間 120 m

図-7 サグ比とエネルギー比の関係

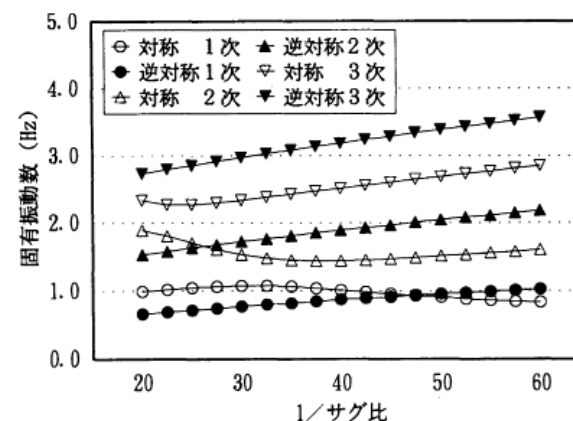


図-8 サグ比と固有振動数の関係 (吊支間 90m)

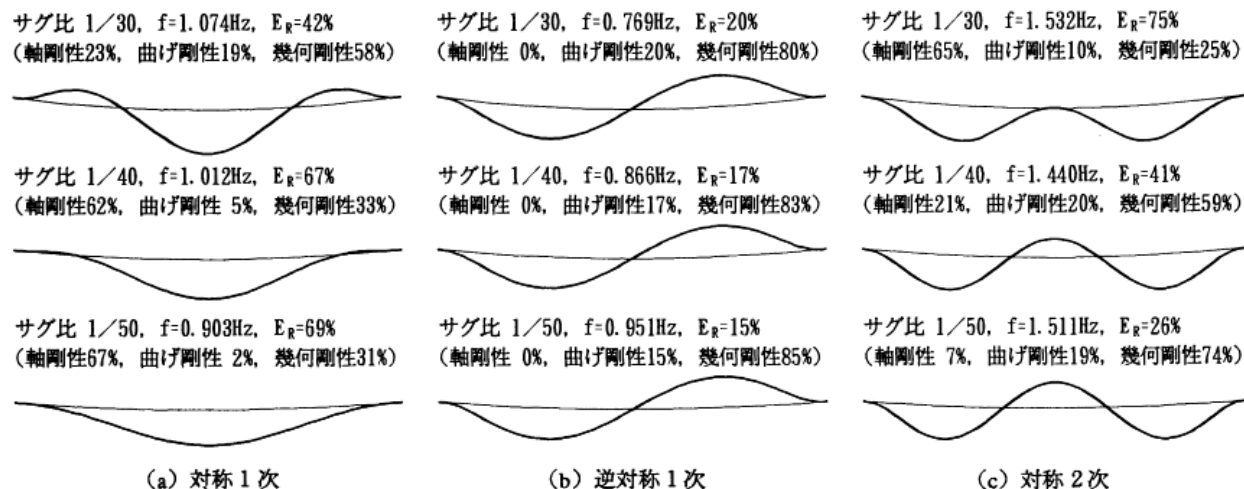


図-9 サグ比と振動モード形状 (吊支間 90m)

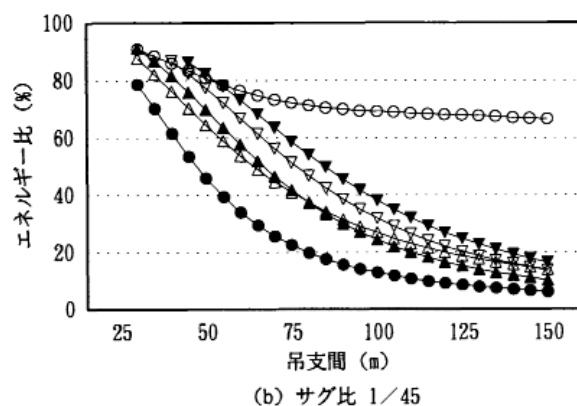
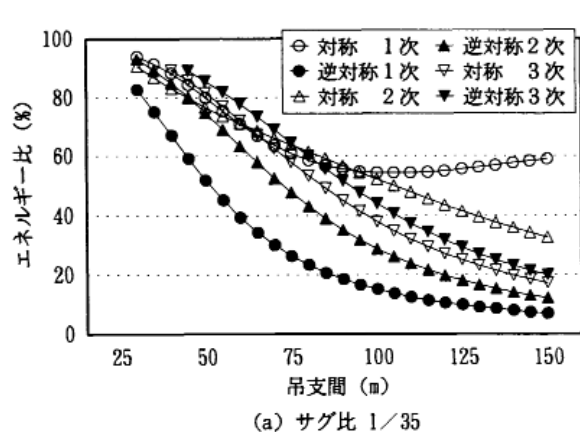
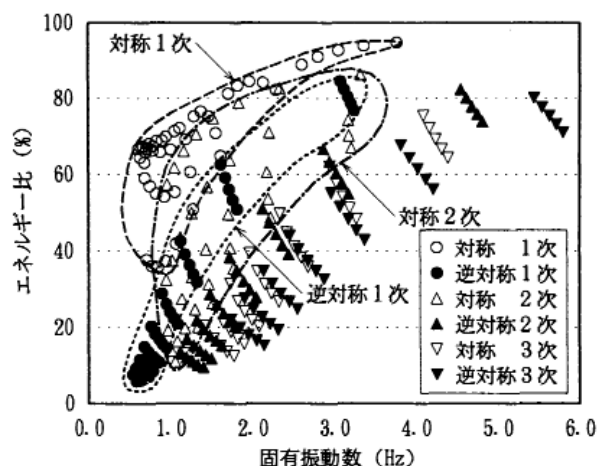


図-10 吊支間とエネルギー比の関係

みエネルギーにより構成され、特にアーチ効果が卓越するモード形状では軸剛性のひずみエネルギーの比率が高い¹⁶⁾。よって、サグ比の変化により対称 1 次と対称 2 次のエネルギー比が他の振動モードに比べて著しく変化するのは、図-9 に示すように、アーチ効果が卓越するモード形状になるほど軸剛性のひずみエネルギーの比率が高くなるためである。さらに、幾何剛性は曲げ剛性の項に付加される剛性であることから、吊支間が長くなり (= 軸力が増加) 幾何剛性が増加す



ると、幾何剛性のポテンシャルエネルギーと曲げ剛性のひずみエネルギーが卓越する振動モードではエネルギー比が小さくなるが、軸剛性のひずみエネルギーの比率の高い振動モードでは他の振動モードに比べてエネルギー比が小さくならない。

図-10に、サグ比1/35および1/45に対する吊支間とエネルギー比の関係を示す。全振動モードでは吊支間が長くなるほどエネルギー比は小さくなり、サグ比によらず相関性が高い。振動モード別では、単径間PC吊床版橋の架設実績の平均サグ比 (図-1 参照) に近いサグ比1/35においては、対称 1 次と対称 2 次のエネルギー比が吊支間100m 程度まではほぼ等しく、また、両振動モードに比べて逆対称 2 次はエネルギー比が小さい。これは、前章で述べた吊支間と減衰定数の関係においても同様な回帰結果が得られている。

図-11に、サグ比1/30~1/50、吊支間30~150mの範囲における固有振動数とエネルギー比の関係を示す。各振動モードとも固有振動数が高くなるほどエネルギー比は大きくなる傾向にはあるが、振動モードに

よって固有振動数とエネルギー比の関係が異なり、全振動モードでは相関性が弱くなる。また、対称1次と逆対称1次に比較して対称2次では固有振動数とエネルギー比の関係のばらつきが大きく、前章で述べた固有振動数と減衰定数の関係において、対称1次および逆対称1次の相関係数が強いのにに対して対称2次の相関係数が弱い傾向と一致している。

(3) 床版の等価減衰定数

構造パラメータや固有振動数などとエネルギー比の関係が減衰定数の統計分析結果と一致した傾向を示したことから、ここでは、エネルギー比と減衰定数の相関性を具体的に統計分析し、減衰定数のエネルギー的評価における床版の等価減衰定数（ロスファクターの1/2）を決定する。

表-1に示した単径間P C吊床版橋の各振動モードのエネルギー比の解析値と減衰定数の関係を、図-12に示す。ここで、エネルギー比の解析値は、各橋梁の吊支間およびサグ比に対応したモデル吊床版橋を用いて算出している。エネルギー比と減衰定数の関係は、種々な吊支間やサグ比、振動モードを含んでいるにもかかわらず良好な相関性を示している。さらに、逆対称3次までの全ての振動モードが同定されている橋梁（表-1参照）に対して、橋梁別に振動モードのエネルギー比と減衰定数の関係を図-13に示す。個々の橋梁においても、各振動モードのエネルギー比は減衰定数と良好な相関性を示している。

そこで、減衰定数 h とエネルギー比 E_R の関係を1次回帰式に近似すると、式(11)となる。

$$\begin{aligned} \text{・ 回帰式 a) : } h &= 0.0009 + 0.00852 E_R \quad (11) \\ (\gamma &= 0.686, \sigma = 0.0019) \end{aligned}$$

また、式(9)を考慮して定数項がない1次回帰式に近似すると、式(12)となる。

$$\begin{aligned} \text{・ 回帰式 b) : } h &= 0.01011 E_R \quad (12) \\ (\gamma &= 0.672, \sigma = 0.0019) \end{aligned}$$

エネルギー比と減衰定数の関係は、吊支間や固有振動数との関係に比べて相関係数 γ が強く、標準偏差 σ も小さい結果となった。また、式(12)の回帰係数から、床版のひずみエネルギーに対する等価減衰定数は、約1%となる。コンクリート自体の減衰定数は湿潤状態や材令、配合等にも依存するが、0.3~0.8%程度である²⁶⁾。実際には高欄や舗装等でもエネルギー吸収が生じることから、減衰定数の実測値から回帰された床版の等価減衰定数は、橋面工を含んだ等価な床版として概ね妥当な値を示していると考えられる。

以上の結果より、単径間P C吊床版橋の減衰定数は、式(9)における床版の等価減衰定数 h_G を、

$$h_G = 0.0101 \quad (13)$$

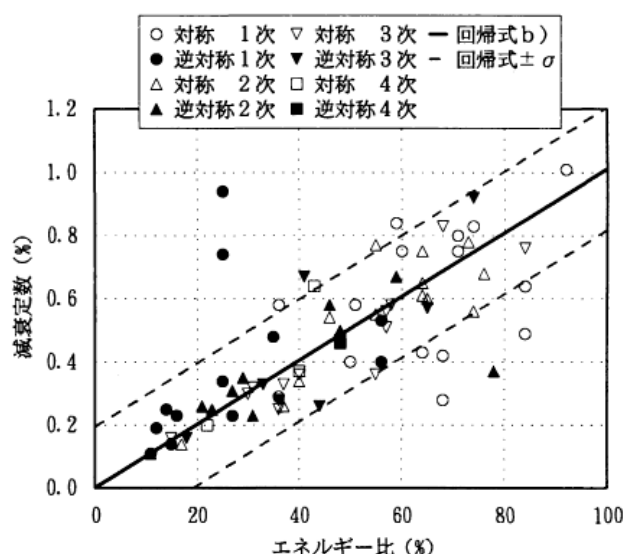


図-12 エネルギー比と減衰定数の関係

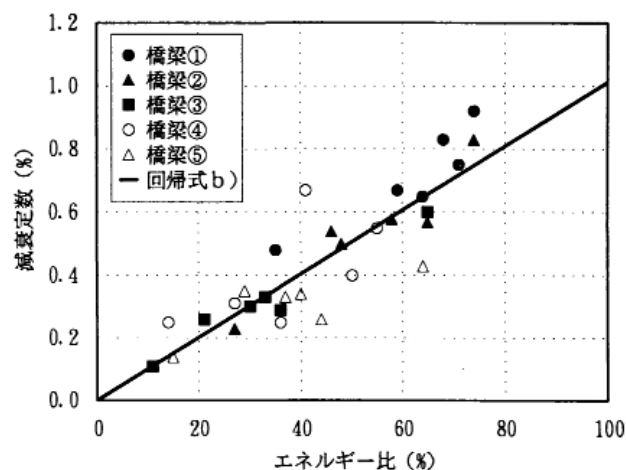


図-13 橋梁別に見たエネルギー比と減衰定数の関係

とすることで、吊支間やサグ比などの構造パラメータや振動モードにかかわらず評価できると考えられる。

4. 振動使用性照査における減衰定数の影響

従来、振動問題の検討では減衰定数は経験的に仮定されており、構造パラメータの変更が減衰性に与える影響は考慮されていない。しかしながら、減衰定数をエネルギー的に評価すれば、減衰定数の変化を合理的に考慮して動的応答性状を検討することが可能となる。一方、前章で求めた床版の等価減衰定数は減衰定数の実測値より回帰して求めていることから、減衰定数の推定値に標準偏差で $h=0.002$ 程度の予測誤差が含まれる。これら、減衰定数の動的応答に与える影響や工学的に必要な精度は、減衰性の程度や定常性、規則性といった外力特性により異なると考えられる。

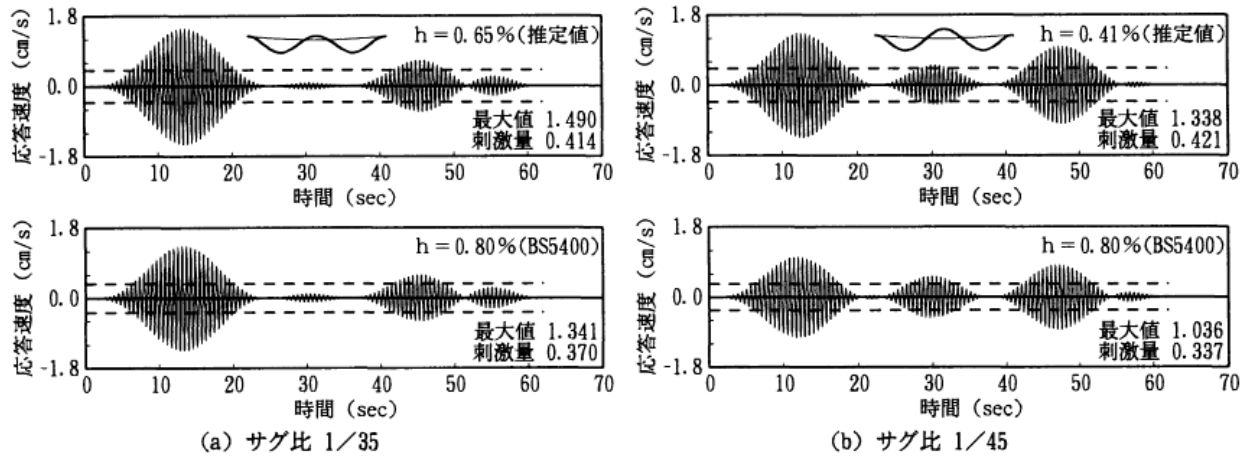


図-15 対称2次モードに対する歩行位置の応答速度波形（吊支間 75m）

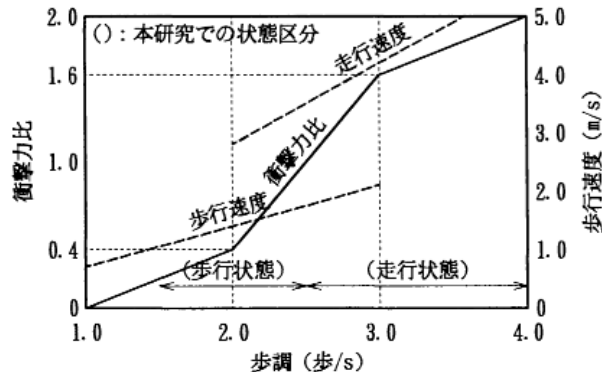


図-14 歩調と歩行衝撃力比および歩行速度¹³⁾

そこで、多くが歩道橋として架設されているPC吊床版橋の振動問題として歩行者通行時の振動使用性に着目し、減衰定数の設定が動的応答に与える影響をパラメータ解析により把握し、工学的に必要な推定精度について考察する。なお、単径間PC吊床版橋の多くは山間部や郊外の公園、ゴルフ場等に架設されていることから、歩行者の通行状態としては単独歩行および単独走行状態を考慮することとした²⁷⁾。

(1) 歩行者通行時の動的応答解析

パラメータ解析では、図-5で示したモデル吊床版橋を用いて解析モデルを設定した。また、歩行者の単独歩行および単独走行による動的応答は、以下の方法で算出した¹³⁾。

- ① 離散系解析モデルによる固有振動解析から得られた振動モード値（一般化質量=1とする）を、ラグランジェ補間により等間隔な点のモード値 $\phi_n(x)$ に変換する。
- ② 吊支間をM等分（本研究ではM=60とした）した等間隔な点のモード値 $\phi_n(x)$ を、式(14)により有限フーリエ正弦級数 a_{nm} に近似する。

$$\phi_n(x) = \sum_{m=1}^{M-1} a_{nm} \sin \frac{m\pi x}{L} \quad (14)$$

③ 歩行外力 $f(t)$ を腰部慣性力の近似式として

$$f(t) = F \cos 2\pi p t \quad (15)$$

の余弦波でモデル化すると²⁾、運動方程式は式(16)となり、着目点の動的応答は文献27)に示された理論解より算出できる。

$$\ddot{q}_n + 2h_n \omega_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = F \cos 2\pi p t \sum_{m=1}^{M-1} a_{nm} \sin \frac{m\pi v t}{L} \quad (16)$$

ここに、 h_n は減衰定数、 ω_n は固有円振動数、 F は歩行外力振幅(= αW)、 p は歩調、 v は歩行速度、 L は吊支間であり、歩行外力振幅における α は歩行衝撃力比、 W は歩行者体重である。

検討の対象とする振動モードは、通常の歩行歩調の範囲(1.5~2.5Hz)および走行ピッチの範囲(2.5~4.0Hz)内に固有振動数があるもので、逆対称4次までのものを選定した。また、歩行者(体重0.7kN)は共振歩調で歩行または走行するものとし、歩行衝撃力比および歩行速度は、図-14に示す歩調に対応する値を用いた¹³⁾。なお、解析に用いる減衰定数は、床版の等価減衰定数 $h_G=0.0101$ を用いて式(9)より求めた結果(以下、減衰定数の推定値)を基本とし、標準偏差の予測誤差を考慮した減衰定数 h =推定値- σ ($\sigma=0.0019$)およびコンクリート橋に対してBS5400で規定された減衰定数 $h=0.008$ を比較ケースとした⁹⁾。

(2) 減衰定数と歩行者通行時の動的応答

動的応答の指標には、本研究では単独の歩行者に対する振動使用性に着目することから、式(17)に示す歩行者の歩行または走行位置における応答速度の実効値 S (以下、振動刺激量)を用いた^{2), 27)}。

$$S = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n v_i^2} \quad (17)$$

ここに、 v_i は歩行または走行位置の応答速度、 n は歩行者が橋面上を通過する間のデータ数である。

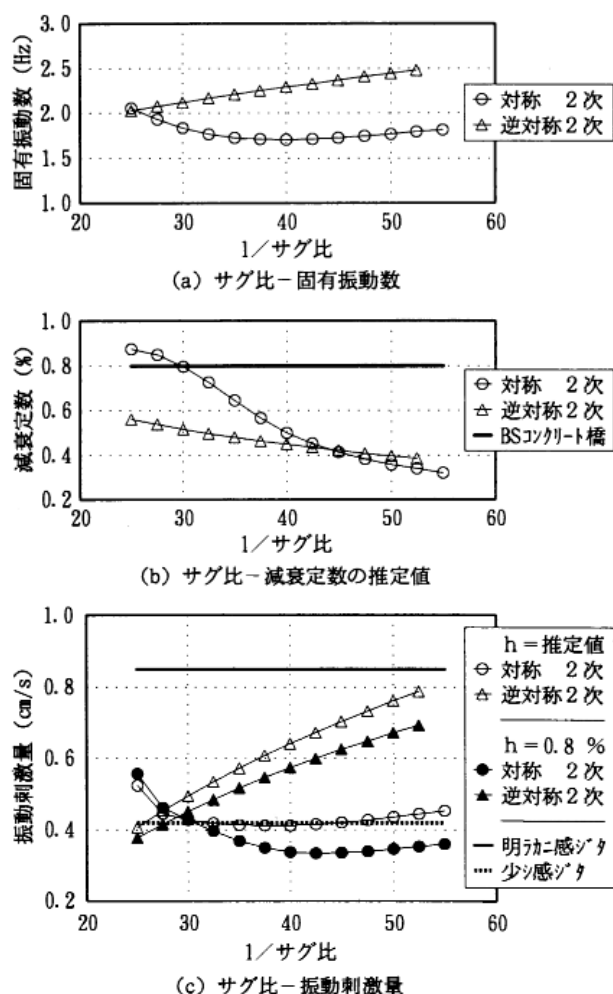


図-16 サグ比と歩行状態の動的応答 (吊支間 75m)

解析結果の一例として、吊支間75m に対する対称2次モードの応答速度波形を図-15に示す。さらに、式(17)で算出した振動刺激量を図中に付記する。減衰定数に推定値を用いた場合では、サグ比1/35と1/45で最大応答値に10%程度の差があるが、振動刺激量はほぼ同じ値となっている。また、最大応答値に対する振動刺激量の比率は、減衰定数に推定値を用いた場合にはサグ比1/35で0.28、1/45で0.31であり、BS5400に規定された一定値を用いた場合にはサグ比1/35で0.28、1/45で0.33となり、それぞれのサグ比では同程度の値となっている²⁷⁾。

吊支間75m に対するサグ比と固有振動数、減衰定数の推定値および振動刺激量の関係を、図-16に示す。ここで、各振動モードは、歩行歩調の範囲に固有振動数があるものを示している。サグ比が1/30から1/50に変化すると、減衰定数の推定値は対称2次では55%程度、逆対称2次では25%程度減少する。振動刺激量は、固有振動数すなわち歩行歩調の増減に伴い歩行衝撃力比が増減することから、減衰定数にBS5400に規定された一定値を用いた場合は固有振動数の変化に類似

して変化しており、サグ比が1/30から1/50に変化すると、対称2次では20%程度減少するのに対して逆対称2次では50%程度増加する。一方、減衰定数にその推定値を用いた場合は、対称2次では有意な差が生じていないのに対して逆対称2次では減衰定数に一定値を用いた場合と同程度の割合で増加している。

サグ比1/35に対する吊支間と減衰定数の推定値および振動刺激量の関係を、歩行状態に対して図-17に、走行状態に対して図-18に示す。なお、図-16と同様に、図中の各振動モードはそれぞれの歩行歩調または走行ピッチの範囲内に固有振動数があるものを示している。減衰定数の推定値は吊支間の増大によって減少し、BS5400に規定された減衰定数と比べると吊支間50m 付近では同程度の値であるが、吊支間100m 付近では半分程度、吊支間150m 付近では1/4程度の値となる。振動刺激量は、吊支間の増大により主に歩行外力に対する橋梁重量の比率が大きくなることで減少するが、歩行状態では、減衰定数に推定値を用いた場合はBS5400に規定された一定値を用いた場合に比べて減少度が小さい結果となった。例えば、減衰定数にBS5400に規定された一定値を用いた場合では吊支間110m を超えると「少し感じた」じょう限度を満足するが²⁾、推定値を用いた場合では吊支間135m を超えなければ満足しないこととなる。一方、走行状態に対する振動刺激量は、減衰定数に推定値を用いた場合とBS5400に規定された一定値を用いた場合とでは、有意な差は生じていない。

減衰定数の設定が振動刺激量に与える影響を、図-19に示す。ここで、振動刺激量比は、減衰定数をその推定値とは別に0.001~0.009で設定した場合の各振動刺激量をBS5400に規定された減衰定数に対する振動刺激量で正規化したものであり、吊支間30~150m、サグ比1/35に対する振動刺激量比を各振動モード毎に平均して示している。振動刺激量に与える減衰定数の影響は、対称モードに比べて逆対称モードの方が、また、歩行状態に比べて走行状態の方が小さい傾向を示している。

吊支間30~150m、サグ比1/35に対して、減衰定数の推定値を用いた場合と標準偏差の予測誤差を考慮した場合の振動刺激量の応答比を図-20に示す。標準偏差の予測誤差を考慮した場合の振動刺激量は、推定値を用いた場合に比べて、歩行状態における対称モードで4~20%、逆対称モードで3~8%、走行状態における対称モードで2~9%、逆対称モードで1~2%ほど応答値が大きい。また、減衰定数の推定値が小さいほど予測誤差の割合は大きくなるが、応答比は全体として小さくなる傾向にある。以上、本研究における減衰定数の予測誤差では上限で20%程度の振動刺激量の増加

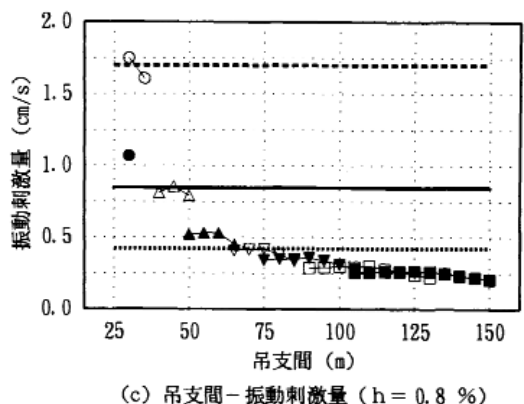
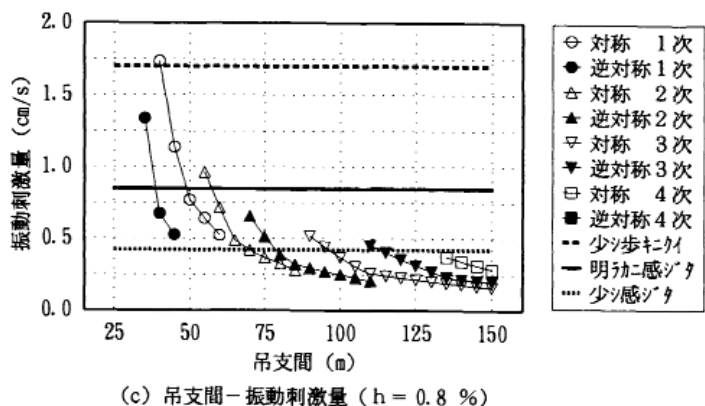
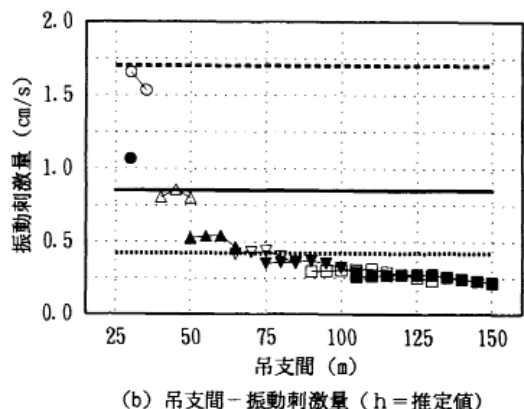
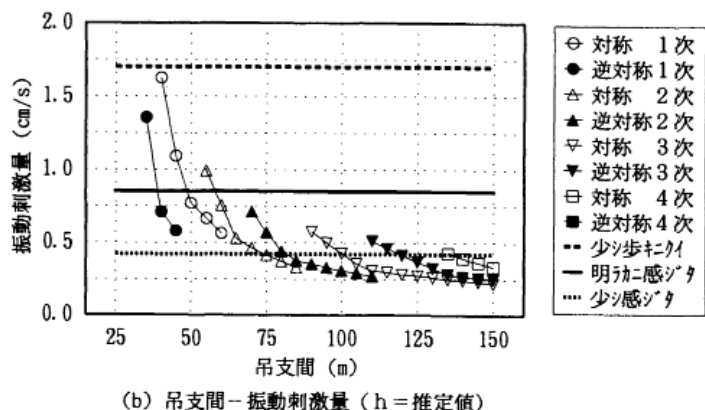
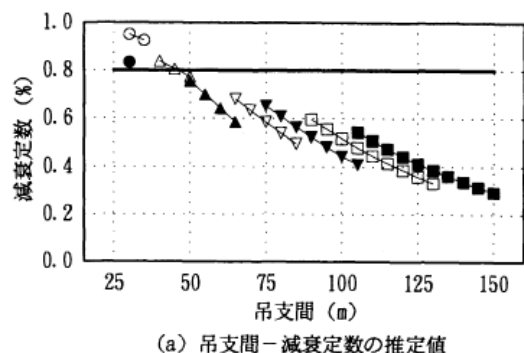
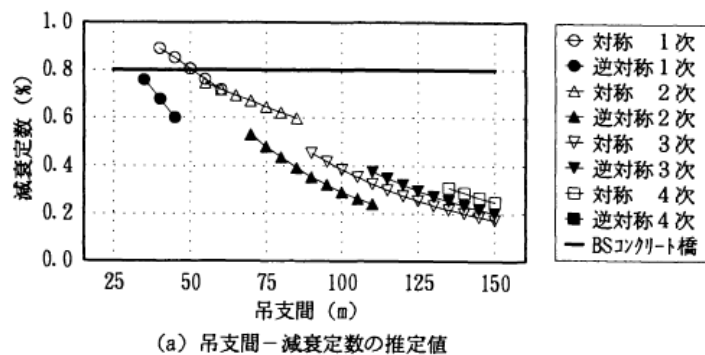


図-17 吊支間と歩行状態の動的応答 (サグ比 1/35)

図-18 吊支間と走行状態の動的応答 (サグ比 1/35)

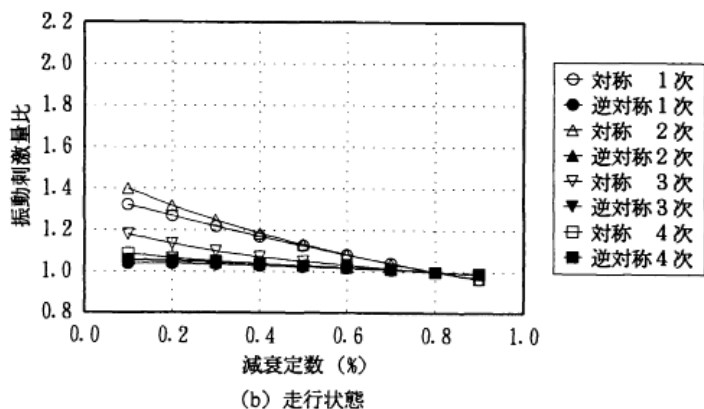
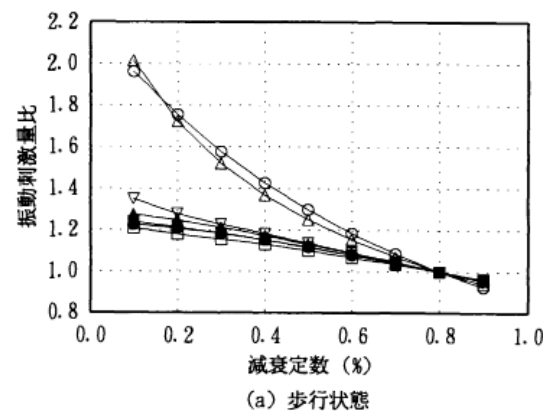


図-19 振動刺激量に与える減衰定数の影響

となるが、人間の振動に対する心理的感覚量は振動刺激量に対して対数関係にあることから²⁾、工学的に見

ると十分許容できるものと考えられる。

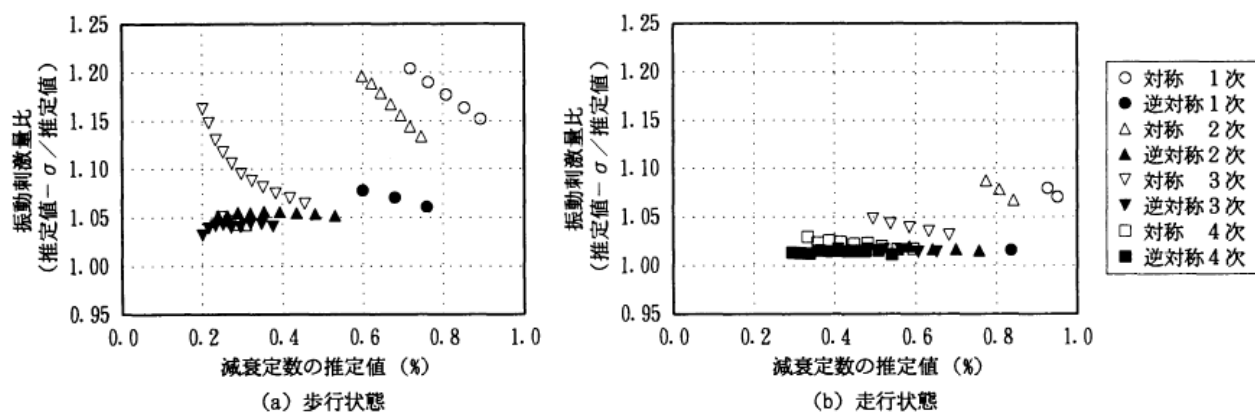


図-20 減衰定数の標準偏差の予測誤差による振動刺激量の応答比

5. まとめ

単径間PC吊床版橋の鉛直曲げ振動モードを対象にして、実測された減衰定数の統計分析から床版の等価減衰定数（ロスファクターの1/2）を求めて、各振動モードの減衰定数をエネルギー的に評価する方法を提案した。さらに、歩行者通行時の振動使用性に着目して、減衰定数の推定誤差が動的応答に与える影響をパラメータ解析し、工学的に必要な推定精度について考察した。その結果をまとめると、次のとおりである。

（1）吊支間や固有振動数などと減衰定数の関係は振動モードに依存しており、複雑な傾向を示すが、エネルギー比（全振動エネルギーに占める床版のひずみエネルギーの比）は振動モードによらず減衰定数と相関性が強いことから、減衰定数はエネルギー比と床版のエネルギー吸収から評価できる。

（2）エネルギー比と実測された減衰定数の統計分析より、高欄や舗装を含めた床版のひずみエネルギーに対する等価減衰定数は $h_g = 0.0101$ となる。また、予測誤差の標準偏差は $\sigma = 0.0019$ となった。

（3）減衰定数をエネルギー的に評価することで、構造パラメータに対する減衰定数の変化を合理的に考慮して動的応答性状を検討でき、一定値の減衰定数を用いて検討した場合と異なる傾向も得られた。

（4）余弦波でモデル化した歩行者通行の外力特性に対しては、逆対称モードに比べて対称モードの方が振動刺激量に与える減衰定数の影響が大きい。そして、減衰定数の予測誤差の影響は、標準偏差程度の予測誤差では上限で10%（逆対称モード）～20%（対称モード）程度の振動刺激量の増加となる。

今回の研究により、単径間PC吊床版橋の減衰定数の評価方法が示され、限定された橋梁形式とはいえ減衰定数の定量的評価が可能となった。なお、最近では多径間連続のPC吊床版橋の架設数も多くなってきて

いることから^{1,2)}、今後は橋脚部分のエネルギー吸収を含めた検討を行う必要がある。

謝辞：本研究を進めるにあたり、有益な助言をいただいた、長崎大学の岡林隆敏教授ならびに東京都立大学の前田研一教授に感謝いたします。

参考文献

- 1) 田中 信治, 加藤 雅史: 歩道橋の固有振動数の測定と解析による検討, 構造工学論文集, Vol.36A, pp.671-678, 1990. 3.
- 2) 小堀 為雄, 梶川 康男, 城戸 隆良: 振動感覚を考慮した歩道橋の設計, 橋梁と基礎, Vol.8, No.12, pp.23-29, 1974. 12.
- 3) Wheeler, J.: Prediction and Control of Pedestrian-Induced Vibration in Footbridges, *Journal of the Structural Division ASCE*, Vol.108, No.ST9, pp.2045-2065, 1982. 9.
- 4) 小幡 卓司, 亀井 与志, 伊藤 公彦, 林川 俊郎, 佐藤 浩一: 歩道橋の実態調査に基づいた応答特性と歩行外力の同定について, 橋梁振動コロキウム'97論文集, pp.293-299, 1997. 10.
- 5) 阿部 雅人, 藤野 陽三: 2足剛体モデルを用いた歩行者による歩道橋の水平励振に関する1つのシミュレーション, 土木学会論文集, No.441/1-18, pp.199-202, 1992. 1.
- 6) 伊藤 学, 片山 恒雄: 橋梁構造の振動減衰, 土木学会論文集, No.117, pp.12-22, 1965. 5.
- 7) 鈴木 森品, 加藤 雅史: 歩道橋の減衰特性と歩行時振動振幅の検討, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.811-818, 1993. 3.
- 8) 深田 幸史, 吉川 裕晃, 梶川 康男: 鋼歩道橋の動的特性と振動使用性の実態調査, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.765-772, 1997. 3.
- 9) BSI: Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2. Specification for loads, BS5400, 1978.
- 10) Kawashima, K., Unjoh, S. and Tsunomoto, M.: Estimation of Damping Ratio of Cable-Stayed bridges for Seismic

- Design, *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol.119, No.4, pp.1015-1031, 1993. 4.
- 11) 山口宏樹, 高野晴夫, 小笠原政文, 下里哲弘, 加藤真志, 加藤久人: 斜張橋振動減衰のエネルギー的評価法と鶴見つばさ橋への適用, 土木学会論文集, No.543/1-36, pp.217-227, 1996. 7.
 - 12) 角本周, 前田研一, 梶川康男, 黒野雅利: 近接固有振動数を有する吊床版歩道橋の振動使用性に関する検討, 橋梁交通振動に関するコロキウム論文集, PART B, pp.207-214, 1995. 11.
 - 13) 梶川康男, 津村直宜, 角本周: PC吊床版歩道橋の振動とその使用性, 構造工学論文集, Vol.36A, pp.685-695, 1990. 3.
 - 14) 田中信治, 加藤雅史: 設計時における歩道橋の振動使用性照査法, 土木学会論文集, No.471/I-24, pp.77-84, 1993. 7.
 - 15) 角本周, 梶川康男, 岡林隆敏: 吊床版橋の振動使用性照査における減衰特性の影響, 土木学会第52回年次学術講演会講演概要集, 第1部(B), pp.458-459, 1997. 9.
 - 16) 比江島慎二, 藤野陽三: 吊床版橋の面内・面外固有振動特性の近似解, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.819-829, 1993. 3.
 - 17) 加藤雅史, 島田静雄: 橋梁実測振動特性の統計解析, 土木学会論文報告集, No.311, pp.49-58, 1981. 7.
 - 18) 川島一彦, 大塚久哲, 運上茂樹, 向秀毅: 振動実験から見た長大吊橋の減衰特性と地震応答, 土木技術資料, Vol.37, No.3, pp.62-67, 1995. 3.
 - 19) 岡林隆敏, 小松正貴, 角本周, 下田郁夫: 歩行者による吊床版橋振動の H^{∞} 制御理論によるアクティブ制御, 土木学会論文集, No.577/I-41, pp.153-163, 1997. 10.
 - 20) 徳山清治, 上迫田和人, 石原元, 矢野一正: 吊床版橋の動的挙動について—車両走行試験と風洞実験—, 第3回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.201-206, 1992. 11.
 - 21) 水田洋司, 光永清司, 平井一男, 宮崎靖男, 樋渡則章: PC吊床版歩道橋の振動特性について, 土木構造・材料論文集, No.10, pp.77-82, 1994. 11.
 - 22) 梶川康男, 深田幸史, 吉川裕晃: 単径間PC吊床版歩道橋の振動特性, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.811-817, 1998. 3.
 - 23) 加藤雅史, 島田静雄: 橋梁の現地振動実験法, 土木学会誌, Vol.66, No.2, pp.38-42, 1981. 2.
 - 24) Yamaguchi, H. and Fujino, Y.: Modal Damping of Flexural Oscillation in Suspended Cables, *Proceedings of JSCE*, No.386/I-8, pp.197-205, 1987. 10.
 - 25) 山口宏樹: ケーブルシステムの振動減衰の推定, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.851-860, 1993. 3.
 - 26) Neville, A., Dilger, W. and Brooks, J.: Creep of plain and structural concrete, Construction Press, pp.216-232, 1983.
 - 27) 梶川康男: 振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する考察, 土木学会論文報告集, No.325, pp.23-33, 1982. 9.

(1998. 6. 25受付)

ESTIMATION OF DAMPING RATIO OF STRESS RIBBON BRIDGES AND INFLUENCE ON SERVICEABILITY

Meguru TSUNOMOTO and Yasuo KAJIKAWA

In a dynamic analysis of the bridge, the damping ratio is usually set from a main material. On the other hand, the energy-based damping theory is developed in recent years. Therefore, This study concerned with energy-based estimation method of damping ratio of single span PC stress ribbon bridges. The equivalent damping ratio of the slab becomes $\eta_G=0.0101$ from the statistics analysis of the measurement damping ratio, and modal damping can be estimated from the equivalent damping ratio and the ratio of the strain energy to the vibrational energy. In addition, the influence which the damping ratio gives to the serviceability for the pedestrian-induced vibration was examined by the parameter analysis, and considered about presumption accuracy of the damping ratio technologically needed.