

単径間 P C 吊床版歩道橋の振動特性

VIBRATION CHARACTERISTICS OF PRESTRESSED CONCRETE STRESS RIBBON PEDESTRIAN BRIDGES WITH A SINGLE SPAN

梶川 康男*・深田 宰史**・吉川 裕晃***

Yasuo KAJIKAWA, Saiji FUKADA and Hiroaki YOSHIKAWA

* 工博 金沢大学 工学部土木建設工学科 (〒920 金沢市小立野 2 丁目 40 番 20 号)

** 工修 金沢大学大学院 自然科学研究科 (同上)

*** 工修 和歌山県土木部/串本土木事務所(元金沢大学大学院) (〒649-35 和歌山県串本町)

Stress ribbon pedestrian bridge has increased in recent years in the park, and so on, but the stress ribbon bridges are flexible, because of their low bending stiffness and low vibration damping. Therefore the vibration problem are easy to occur. Span length of several bridges have already been over 100m long. Some footbridge vibrate, particularly when the pedestrian footfalls coincide with the mode resonant frequency of the structure. The vibration level may be such that many users find it to be annoying or even alarming.

Since the design codes are proposed as a vibration serviceability limit state, vibration characteristics have been measured in many pedestrian bridges by the impact test and man exciting test with two walkers and one runner. This study investigates the relation among bridge span length, resonant frequency, damping coefficient and vibration amplitude of many existing stress ribbon footbridges and discussed on the structural response and acceptance criteria.

Key Words : vibration characteristics, stress ribbon bridge, Field measurement, Pedestrian bridge

1. まえがき

P C 吊床版橋は吊橋の塔を省略し吊ケーブルと補剛桁が一体となってアンカーされた形式であり、現在までに国内で 50 橋程度が架設されている^{1) - 5)}。

吊床版橋はその構造の景観性、経済性、施工の簡便さなどの利点より最近その建設が盛んになってきている。特に、「夢吊橋」¹⁾ (写真-1) は最大支間長が 150m 近くに達しており、今後さらに長支間の 150 ~ 200m 級の建設も考えられている。また、多径間連続形式⁶⁾ のものや上路形式のものもあり、用途の多様化の傾向にある。しかし、吊床版橋はその構造形式のゆえに非常にフレキシブルな構造であるために、歩行者による揺れや風による動的安定性が設計上の大きなポイントとなる。すなわち、吊床版橋の動的特性を十分に把握する必要があるが、吊床版橋の動的特性は、支間長やサゲ⁷⁾、剛性⁸⁾ などのパラメータによる影響を受けるために、それらの因

果関係は明確ではない。

そこで、全国に建設されている多くの吊床版橋に対して、本研究で行ってきた統一した試験方法⁹⁾ によって振動試験を行なうことにより、同じ試験条件下における単径間の吊床版橋の振動特性 (卓越振動数、減衰定数、振動モードなど) をまとめた。なお、多径間連続の吊床版橋も測定したが、本文では単径間のみとした。

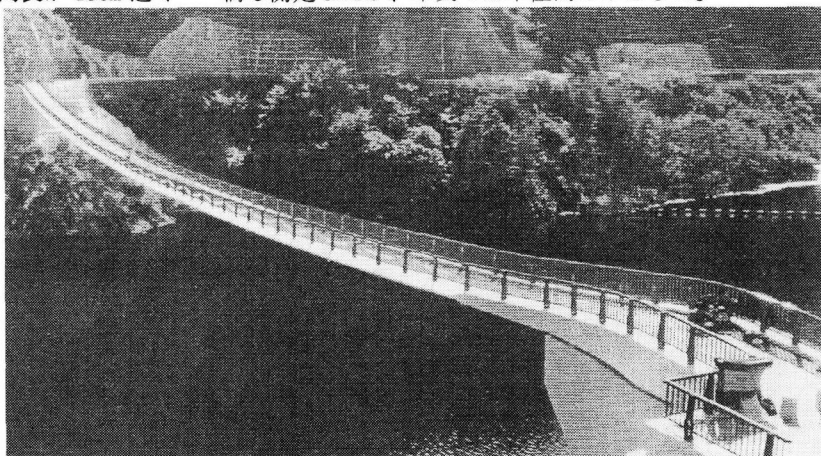


写真-1 夢吊橋 (広島県、147.6m の単径間)

2. 試験方法

全国に多くのPC吊床版橋が建設されているために、必ずしもすべての橋梁の情報や資料を収集しているわけではないが、できるだけ集め、試験対象とする橋梁を選定し、試験計画を立てるとともに、各吊床版橋の固有振動数などの検討を行った後に振動試験に赴いた。

2. 1 測点配置と測定計器

吊床版橋の振動数や振幅に着目するため、測定計器・加振方法・データ処理方法などは図-1に示すような統一した試験方法を採用した⁹⁾。試験対象の吊床版橋では、まず測点の位置を決定した。そして、サーボ型速度計(東京測振(株)製・VSE-15、計測周波数0.1~70Hz、最大測点数10点)を各測点に配置した後に必要なコード類を配線して、増幅アンプに接続し、データレコーダーに試験波形を記録した。卓越振動数や振動モードは、その場でFFTによるスペクトル解析を行って求めた。ここでは、であい橋⁵⁾(写真-3)を例にとって測定現場での計測器の配置図を図-2に示す。他の橋梁もほとんど同様な配置である。試験では衝撃加振試験、自由減衰試験、共振歩行(走行)試験を行なった。

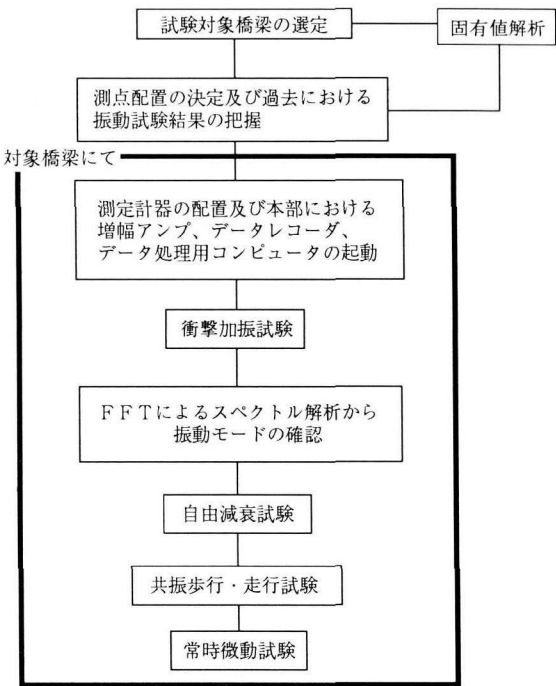


図-1 振動試験の方法

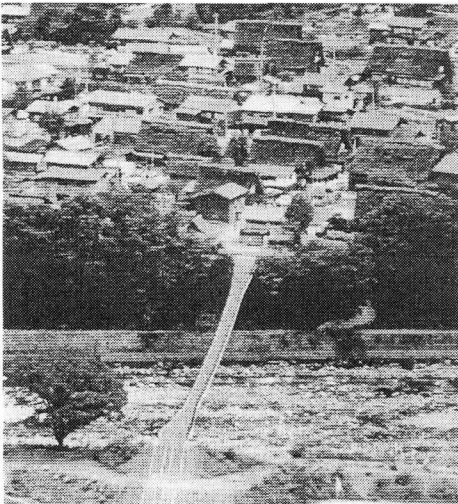


写真-2 であい橋(遠景)(岐阜県白川村)

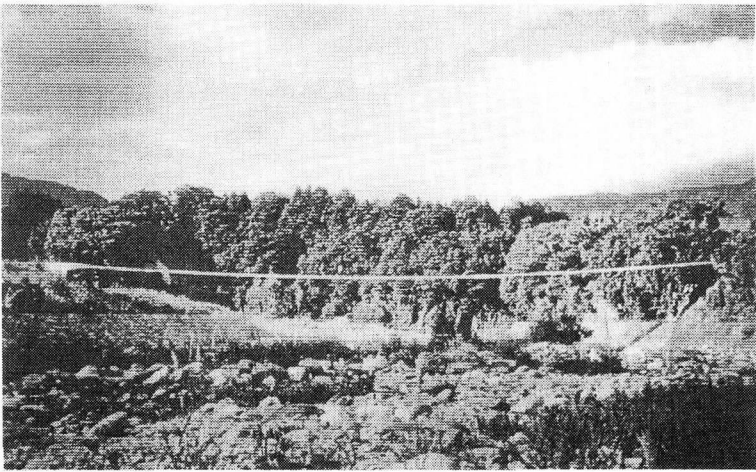


写真-3 であい橋(正面)

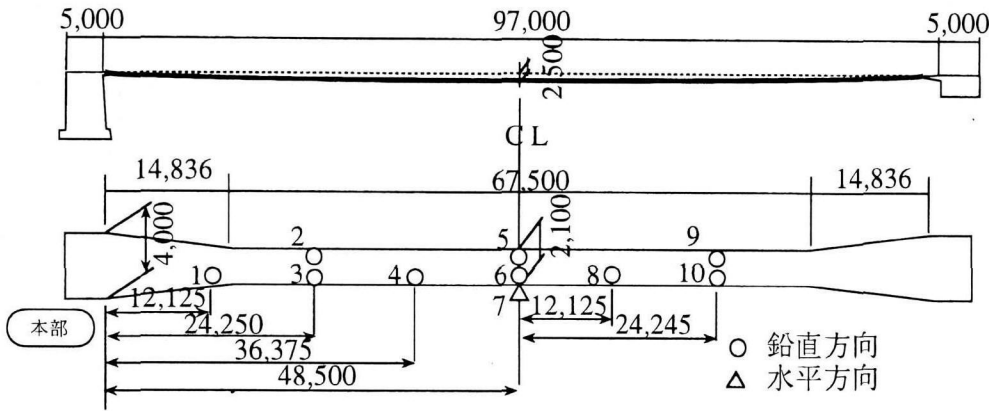


図-2 であい橋の測点配置図

2. 2 衝撃加振試験

吊床版橋は、橋全体の質量が小さいために、人間の飛び降りによる衝撃力によって各卓越振動数を把握することができる。よって、一般の歩行者が橋上にいないときに、2人が椅子（高さ約40cm）から同時に飛び降りる衝撃加振試験（写真-4参照）を行った。また水平方向の衝撃加振は、地覆部分あるいは高欄の柱部分に横から水平方向に飛び移ることで衝撃力を与えた。図-3に支間長3/8点幅員方向中央に衝撃加振した時の支間長3/8点の速度応答波形を示す。そして、得られた速度応答波形に対してFFTによるスペクトル解析をその場で即座に行ない、卓越する振動数、振動モードを求めた¹⁰⁾。図-4には、図-3の波形から得られたスペクトルを示す。また、衝撃加振試験から得られたデータと固有値解析¹¹⁾により求めた結果を比較検討し、それによって得られたであろう橋の振動モードを図-5に示す。

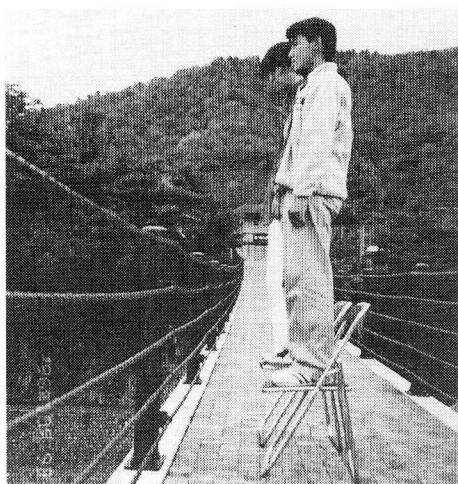


写真-4 衝撃加振試験

2. 3 自由減衰試験

吊床版橋の各卓越振動数の減衰定数を求めるために自由減衰試験を行なった。衝撃加振により得られた速度応答波形から求めた振動モードのモードの腹となる地点において、その卓越振動数前後のピッチ音を聞きながら、2人がその場でそのピッチ音に合わせて屈伸やジャンプを行い、その振動モードだけが、少なくとも目視で動きが確認できる程度まで励起してから加振を止め、自由振動させ減衰定数を求めた。減衰定数は、波形から直接読みとる方法¹²⁾によって求めているが、2つの振動数が励起して分離が困難なときは、時間領域でのカーブフィットにより求めた¹³⁾。対称2次モードを対象として、支間長1/4点で2人が1.5Hzの定点加振をした後の支間長1/4点の速度応答波形を図-6に示す。

なお、衝撃加振試験の波形から減衰定数を求めることもできるが、定点加振によって得られる応答波形に比べて振幅が小さいために、十分な大きな振幅範囲での減衰定数を求めることとした。

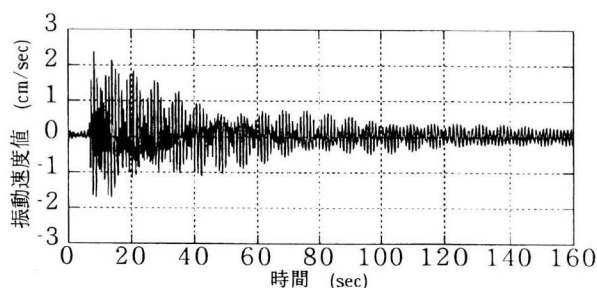


図-3 衝撃加振後の自由減衰波形
(支間長3/8点加振時の3/8点の速度応答波形)

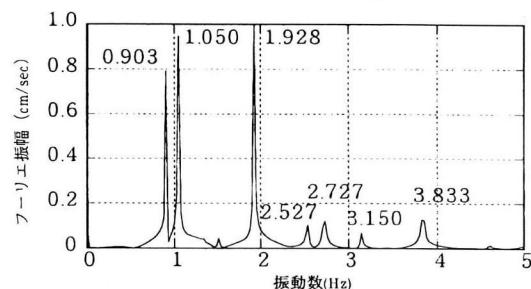


図-4 図-3の波形から得られたスペクトル

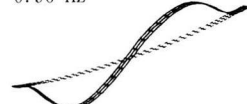
たわみ対称1次

1.05 Hz



たわみ逆対称1次

0.90 Hz



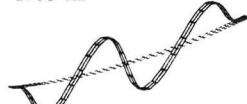
たわみ対称2次

1.51 Hz



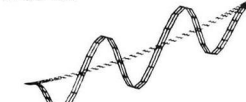
たわみ逆対称2次

1.93 Hz



たわみ対称3次

2.53 Hz



たわみ逆対称3次

3.15 Hz



水平ねじれ連成1次

1.34 Hz



水平ねじれ連成2次

2.73 Hz



図-5 衝撃加振試験により得られた振動モード

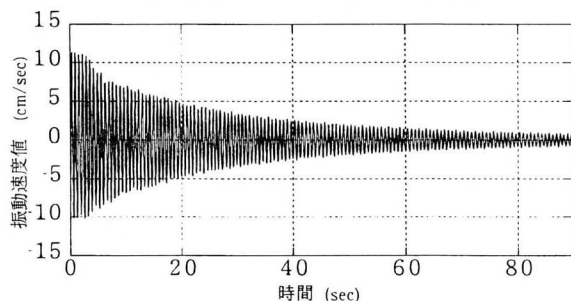


図-6 定点加振後の自由減衰波形
(支間長1/4点で定点加振後の1/4点の速度応答波形)

2. 4 共振歩行（走行）試験

吊床版橋においては、低い振動数に多くの卓越振動数が存在し、それらのいくつかは歩行者の歩調範囲にあるため、歩行（走行）時においてどの程度振動するのか把握する必要がある。そこで、歩行者が共振歩行（走行）したときの振動使用性を検討するため、共振歩行（走行）試験を行った。試験では、衝撃加振試験により求めた卓越振動数前後のピッチ音を聞きながら2人ができるだけ歩調を合わせて歩行（走行試験は単独で走行）した。試験状況を写真-5に示す。また、逆対称2次の振動数に共振させるために2人が1.9Hzで歩行したときの支間長1/4での速度応答波形を図-7(a)に、そのスペクトルを図-7(b)に示す。なお、測定現場での条件が許せば、常時微動も観測した。

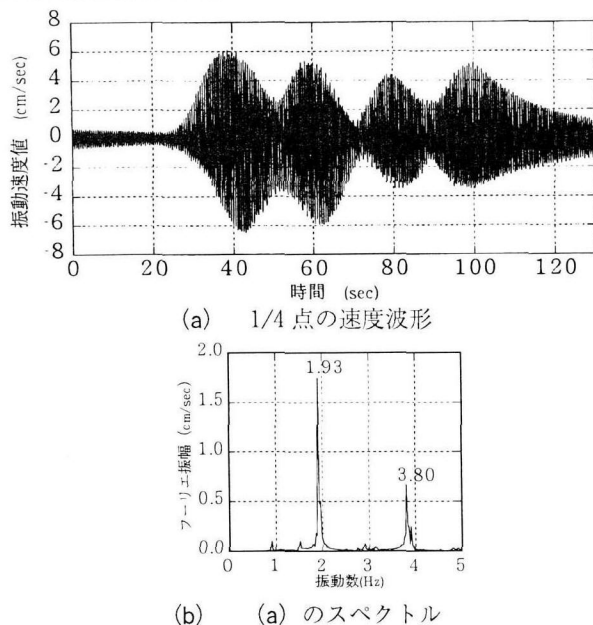


図-7 1.9Hz（逆対称2次）で2人が共振歩行



写真-5 歩行試験状況

3. 試験結果

3. 1 吊床版橋の振動特性

今回測定対象とした公道や公園に建設されている単径間の吊床版橋12橋を表-1に示す。ゴルフ場などに建設されたものも測定しているが、今回はこの12橋に限った。単径間の吊床版橋のうち、1996年に広島県に架設された支間長147.6mの夢吊橋は、現在建設されている中で世界一大きな支間長を有する。支間長は23.0mから147.6mとさまざまであるが、スパンサグ比はほとんど1/30から1/45程度である。表-2には、振動モード別に各橋の卓越振動数、減衰定数、歩行（走行）試験時の最大速度振幅（cm/sec）を示した。なお、空欄は観測できなかったことを示している。

表-1 対象とした吊床版橋

橋名	所在地	完成年	支間長 (m)	サグ量 (m)	支間サグ比	有効幅員 (m)	版厚 (m)
夢吊橋	広島県	1996	147.6	3.50	1/42.2	2.50	0.25
陣屋の森吊橋	大分県	1993	123.0	4.10	1/30.0	1.50	0.20
うさぎ橋	宮崎県	1992	115.0	3.50	1/32.9	1.50	0.17
梅の木森公園吊橋	熊本県	1989	105.0	3.10	1/33.9	1.30	0.20
であい橋	岐阜県	1993	97.0	2.50	1/38.8	1.50	0.20
音海橋	京都府	1996	91.0	2.20	1/41.4	3.30	0.22
滝波吊床版橋	福井県	1996	79.0	2.50	1/31.6	2.50	0.20
哀伝橋	奈良県	1993	78.0	2.25	1/34.7	1.50	0.19
縄文橋	熊本県	1994	76.5	2.20	1/34.8	1.50	0.18
あじさい橋	佐賀県	1993	45.0	1.11	1/40.7	2.00	0.17
ふれあいのかけはし	福岡県	1993	33.0	0.90	1/36.7	2.00	0.20
金原の滝橋	熊本県	1991	23.0	0.60	1/38.3	1.50	0.20

表-2 対象とした吊床版橋の振動特性

単径間 (その1)	夢吊橋			陣屋の森吊橋			うさぎ橋			梅の木轟公園吊橋		
	振動数	減衰定数	最大速度振幅	振動数	減衰定数	最大速度振幅	振動数	減衰定数	最大速度振幅	振動数	減衰定数	最大速度振幅
たわみ逆対称1次	0.65	0.0038		0.63	0.0011		0.71	0.0019		0.70	0.0025	
たわみ対称1次	0.71	0.0028		0.87	0.0029		0.93			0.94	0.0040	
たわみ対称2次	1.05	0.0014		1.26	0.0060		1.25	0.0077		1.32	0.0055	
たわみ逆対称2次	1.37	0.0011		1.37	0.0026		1.47	0.0025	4.56 (3/8)	1.48	0.0031	
たわみ対称3次	1.76	0.0016	2.56 (1/2)	1.83	0.0030	1.97 (1/2)	1.88	0.0032	8.13 (1/2)	1.95	0.0025	6.14 (1/2)
たわみ逆対称3次	2.17	0.0016	2.54 (1/4)	2.28	0.0033	1.89 (1/4)	2.27	0.0028	4.47 (1/4)	2.39	0.0067	5.97 (1/4)
たわみ対称4次	2.61	0.0020	1.21 (1/2)	2.82	0.0037	1.27 (1/2)	2.73	0.0064	4.75 (1/2)	2.90	0.0047	6.25 (1/2)
たわみ逆対称4次	3.27			3.41			3.20	0.0046	2.66 (3/8)			
水平ねじれ連成1次	0.67			0.86			0.92	0.0053		0.77	0.0055	
水平ねじれ連成2次	1.49	0.0042		2.09	0.0054		2.30	0.0014	0.41 (1/4)	2.52	0.0034	
水平ねじれ連成3次	1.73			2.31								
水平ねじれ連成4次	2.66			3.53								

単径間 (その2)	であい橋			音海橋			滝波吊床版			哀伝橋		
	振動数	減衰定数	最大速度振幅	振動数	減衰定数	最大速度振幅	振動数	減衰定数	最大速度振幅	振動数	減衰定数	最大速度振幅
たわみ逆対称1次	0.90	0.0014		0.95	0.0023		0.90	0.0034		0.93	0.0074	
たわみ対称1次	1.05	0.0043		1.03	0.0042		1.22	0.0058		1.29	0.0084	
たわみ対称2次	1.51	0.0034	2.68 (1/4)	1.56	0.0026	5.08 (1/4)	1.78	0.0078	3.13 (1/4)	1.88	0.0061	6.46 (1/4)
たわみ逆対称2次	1.93	0.0035	5.97 (3/8)	2.08	0.0023	3.45 (3/8)	2.08	0.0058	3.48 (3/8)	2.15		
たわみ対称3次	2.53	0.0033	3.36 (1/2)	2.76	0.0036	1.67 (1/2)	2.86	0.0056	1.55 (1/2)	2.95	0.0036	3.10 (1/2)
たわみ逆対称3次	3.15	0.0026	3.01 (1/4)	3.52		1.64 (1/4)	3.66			3.78		
たわみ対称4次												
たわみ逆対称4次												
水平ねじれ連成1次	1.34	0.0035		2.15			1.83			1.42	0.0055	
水平ねじれ連成2次	2.73						2.91			3.52		

単径間 (その3)	縄文橋			あじさい橋			ふれあいのかけはし			金原の滝橋		
	振動数	減衰定数	最大速度振幅	振動数	減衰定数	最大速度振幅	振動数	減衰定数	最大速度振幅	振動数	減衰定数	最大速度振幅
たわみ逆対称1次	1.03	0.0094		1.71	0.0040	5.69 (1/4)	2.64	0.0166	6.10 (1/4)	4.93		
たわみ対称1次	1.27	0.0075		1.93	0.0064	12.91 (1/2)	2.73	0.0101	7.87 (1/2)	4.32		
たわみ対称2次	1.83	0.0075	5.65 (1/4)	3.10	0.0056	5.38 (1/4)	5.15			9.25		
たわみ逆対称2次	2.39	0.0058	4.42 (3/8)	4.35								
たわみ対称3次	3.30	0.0051	2.69 (1/2)									
たわみ逆対称3次												
たわみ対称4次												
たわみ逆対称4次												
水平ねじれ連成1次	1.86	0.0054		4.03			5.86			10.86		
水平ねじれ連成2次	3.05	0.0082		5.18								

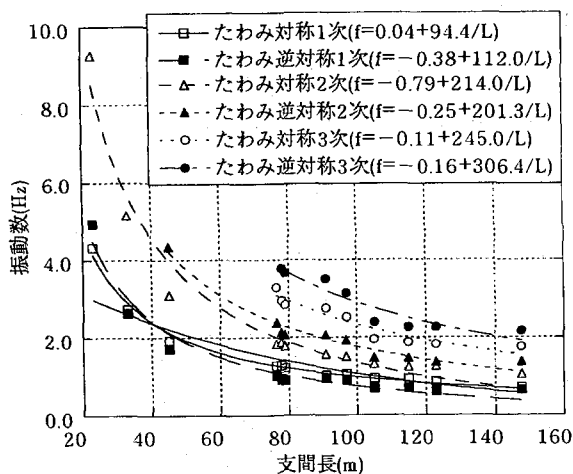


図-8 支間長と卓越振動数の関係（たわみ振動）

次に、実測した吊床版橋の振動特性について考察する。まず、吊床版橋の支間長と低次の振動モードの関係をたわみ振動（図-8）と面外振動（図-9）について示す。一般的にたわみ振動の場合、桁橋形式ではまず対称モードが現れ、次に逆対称モードとなるが、吊床版橋ではサグの影響などからほとんどの吊床版橋においては、それが逆転し、逆対称モードの後に対称モードとなっている。しかも、それらの振動数は非常に近接しているのが特徴である。また、低次の振動モードにおいては卓越振動数と支間長の関係は比較的ばらつきが小さく、図-8に示した双曲線でよく近似できる。建設されている吊床版橋は歩行者の使用性や張力における経済面などからスパンサグ比のほとんどが1/30～1/45程度であるためにこの近似式で十分近似できる。また、支間長が大きくなるほど全体質量が大きくなるために、歩調範囲（2Hz前後）に共振する振動モードは節が多い高次モードが卓越している。

面外振動については、水平方向が卓越する振動モードとねじれが卓越する振動モードがあるが、サグがあるためそれぞれ必ず連成する。吊床版橋の床版厚は、どの橋においてもほぼ20cm程度で比較的一定である。幅員については1.0～3.0m程度と大きく異なり、それらが面外振動に対して影響しているものと考えられるが、図-9に示した双曲線による近似式によって、水平ねじれ連成1次モード、2次モードの振動数をよく近似できる。

次に、支間長と減衰定数の関係について示したものが図-10である。以前に測定した北陸地方に架かる桁形式の側道橋（調査Ⅰ）と斜張橋やアーチなどの鋼構造の歩道橋（調査Ⅱ）の減衰定数⁹⁾と比較すると桁橋形式の側道橋では減衰定数が0.5～1.5%であるのに対して、支間長の大きい吊床版橋では減衰定数が0.1～0.6%程度になっている。吊床版橋は、ケーブル構造ゆえに同程度の支間長を有する歩道橋に比べて減衰定数が低いことがわかる。また、吊床版橋の減衰定数については、各モード毎のエネルギー比（床版のひずみエネルギー/全振動エネ

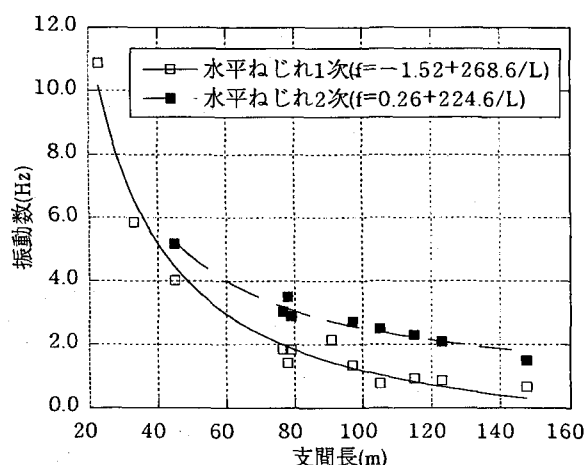


図-9 支間長と卓越振動数の関係（面外振動）

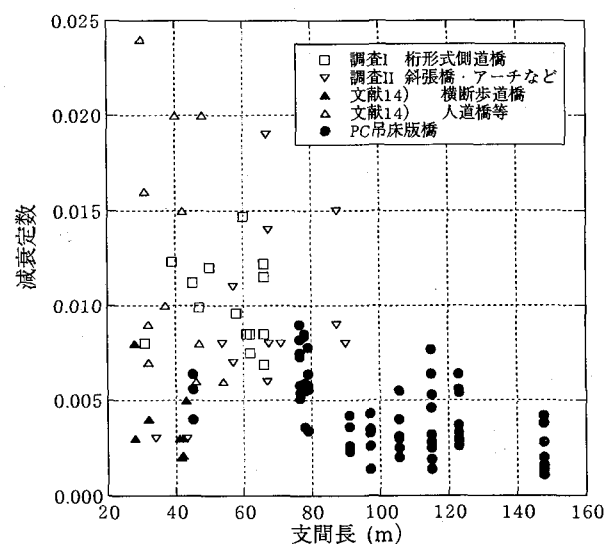


図-10 支間長と減衰定数の関係

ルギー）によって、比較的良好な精度で減衰定数を推定することが可能になってきており⁶⁾、構造が単純で明確である単径間の吊床版橋では近い将来に推定式を提案できるであろう。

3. 2 吊床版橋の振動使用性^{11) 14) -16)}

吊床版橋はサグの影響などから、現在ではほとんど歩道橋として架設されている。また、吊床版橋は桁橋の歩道橋などに比べて、比較的橋全体の質量が小さく、フレキシブルな構造であるため振動使用性の検討をする必要がある。そこで本研究で実測した吊床版橋の共振歩行（走行）時の最大速度値と歩行者の振動に対する心理的な影響から見た振動じょう限度の関係について図-11に示す。また、以前に実測を行った北陸地方に架かる側道橋（調査Ⅰ）と斜張橋やアーチなどの鋼構造の歩道橋（調査Ⅱ）における共振歩行（走行）時の最大速度値⁹⁾を比較として同図に示した。この図から、以前に測定したほとんどの歩道橋においては、Ontario codeやWheeler・Kajikawa

の基準以下であるのに対し、吊床版橋においてはそれを越えるものが多い。調査Ⅰ、Ⅱにおいて大きく振動している歩道橋は、橋全体の質量が小さく、減衰が小さいものである。吊床版橋においても同様であるが、支間長が大きいものでは最大速度値が比較的小さくなっている。その理由は、支間長が大きくなると全体の質量が大きくなり、しかも歩調に共振する振動モードは節が多い高次モードが卓越するようになったためと考えられる。吊床版橋は比較的山間部や公園内などに多く建設されており提案されているじょ限度をそのまま適用することはできないが、それぞれの用途に応じて考える必要がある。

4. まとめ

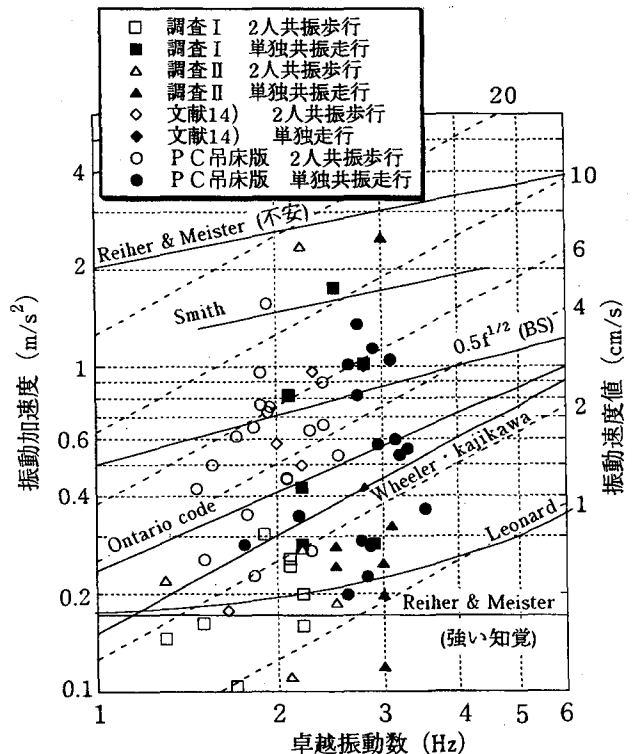
PC吊床版橋は、今後さらに長スパン化、多径間化され、耐風安定性、振動使用性および緊急車両の通行など様々な振動問題が生じてくると考えられる。本研究では、実橋における振動試験を行い、単径間のPC吊床版橋の動的特性に関する考察を行った。

本研究により明らかになった事項は次の通りである。

- (1) 吊床版橋においては、多くの卓越振動数が存在し、それらの振動数は近接しているが、本研究では各吊床版橋の振動数や振動モードを把握することができた。
- (2) 今回調査した吊床版橋のうち、支間長が80m以上の橋での減衰定数は0.5%以下のものが多い。
- (3) 卓越振動数のいくつかが歩行者の歩調範囲内にあり、共振歩行時には振動振幅が大きくなり、Ontario codeやWheeler・Kajikawaの基準を大きく越えていた。
- (4) 吊床版橋は、山間部や郊外などに多く架設され、耐風安定性の問題も挙げられている。そのため、歩行者の歩調との共振を対象としてきた従来の対策とは異なった風に対する制振対策を考えることが必要である。

参考文献

- 1) 塩形幸雄・小野賢二・伊藤賢：備後の水がめ・八田原ダム芦田湖にかかる“夢吊橋”，橋梁，pp.31-42，1996.5.
- 2) 阿部新平・緒方滋・二ノ宮健治・越智大三・寺山守・細野宏巳：陣屋の森吊橋（PC吊床版橋）の設計と施工，橋梁，pp.107-115，1994.1.
- 3) 柴田英雄・山口順一・牧野正明・前田文男：PC吊床版橋「うさぎ橋」の設計と施工，プレストレストコンクリート，Vol.35，No.1，pp.14-21，1993.1.
- 4) 新井英雄・錦英樹：吊床版橋，コンクリート工学，Vol.30，No.3，pp.42-52，1992.3.
- 5) 下山武久・松本正之・新井達夫：PC吊床版橋「であい橋」について，プレストレストコンクリート技術協会第4回シンポジウム論文集，pp.95-98，1994.10.
- 6) 角本周・前田研一・梶川康男・黒野雅利：近接固有値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.



図一11 最大振幅値と各基準

- 7) 水田洋司・平井一男・元田和章・樋渡則章：吊床版歩道橋の鉛直固有振動数の解析法について，構造工学論文集，Vol.38A，pp.755-763，1992.
- 8) 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.
- 9) 深田宰史・吉川裕晃・梶川康男：鋼歩道橋の動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.
- 10) 岡林隆敏・原忠彦：道路橋振動特性測定における衝撃加振法の適用，構造工学論文集，Vol.34A，pp.731-738，1988.
- 11) 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.
- 12) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，pp.34-35，1993.
- 13) 岡林隆敏・山森和博・古賀政男・吉村徹：仮想計測器ソフトウェアによる構造同定システムの開発，橋梁振動コロキウム論文集，pp.197-204，1997.
- 14) 鈴木森晶・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.
- 15) 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.
- 16) 鋼構造物設計指針：PART A 一般構造物 平成9年版，土木学会，pp.100-106，1997.

(1997. 9. 26 受付)