

フローティング形式斜張橋（唄げんか橋）の 起振機試験と台風時応答観測

鳥野 清¹・麻生稔彦²・北川正一³・樺島誠吾⁴

¹正会員 工博 九州共立大学教授 工学部土木工学科 (〒 807 福岡県北九州市八幡西区自由が丘1-8)

²正会員 工博 山口大学助手 工学部社会建設工学科 (〒 755 山口県宇部市常盤台 2557)

³正会員 理修 九州国際大学助教授 経済学部 (〒 805 福岡県北九州市八幡東区枝光 5-9-1)

⁴正会員 建設省九州地方建設局佐伯工事事務所所長 (〒 876 大分県佐伯市長島町 4-14-14)

近年長大化が著しい斜張橋の合理的な設計を行うには、その動的性質、特に強風下での挙動について明らかにする必要がある。しかし、架設後の橋梁について実測に基づく動特性と強風時挙動を併せて示している資料は少ない。本報はフローティング形式の斜張橋に対して実施した起振機試験および台風時の応答観測結果を述べたものである。

Key Words : cable stayed bridge, dynamic characteristics, exciting test, dynamic behavior

1. まえがき

近年の橋梁の計画、設計に当たっては、その実用性、施工性もさることながら、景観に対する配慮についても大きな問題とされている。特に、美しい自然景観を保護するための橋梁形式の選定は非常に重要である。このような状況にあって斜張橋はその優れた形式のため多く施工されるようになり、また本州四国連絡橋をはじめ長大スパンの斜張橋も建設されている。

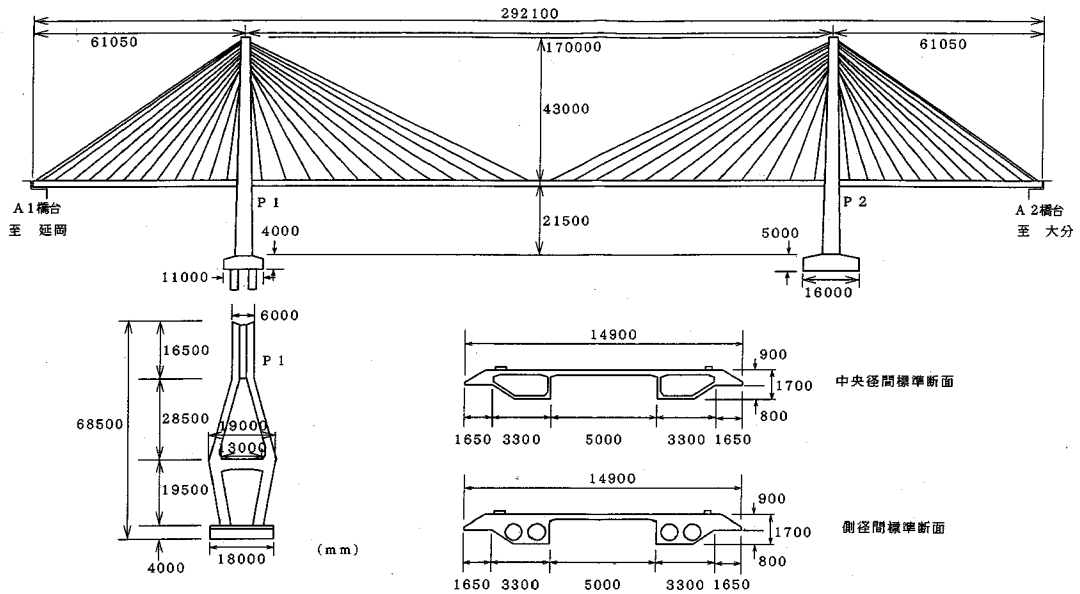
斜張橋は構造系が複雑なことおよび桁が非常にスレンダーなため、耐震・耐風性を明らかにすることが重要な課題となっている。一般に斜張橋は風による影響が大きく、風洞試験により耐風安全性の検討がなされているが、耐震的には新形式の橋梁であるため従来の震災経験を適用できない場合もありうる。設計時に耐震・耐風性を検討する場合、構造系の減衰定数が非常に小さいことや主塔と主桁およびケーブルの振動が複雑な連成振動をする等の斜張橋特有の動特性を示すため、解析結果が実際の挙動と異なることも予想される。また、最近では強風雨時にケーブルが大きく振動するいわゆるレインパイプレーションの問題も多く報告¹⁾されているが、これも設計時に予測することは困難であり実橋架設後に制振対策を行わなければならないことも多い。したがって橋梁の動特性を実橋完成後に振動試験を行い確認することは、設計時の動的解析の妥当性を検討できるとともに、今後の設計を行う上でも大変有意義である。斜張橋の振動試験についてはいくつかの報告^{2)~7)}があるが、この種の試

験結果の蓄積により合理的な設計が可能になるものと考えられる。

以上の観点をふまえ、本文はPC斜張橋である唄げんか橋について実施した起振機試験結果および台風時に観測された桁、ケーブルの応答特性について報告するものである。今回対象とした唄げんか橋は中央径間170mの3径間連続PC斜張橋であり、主桁はフローティング形式で橋軸方向に対してフリー構造となっている。また、主桁断面は日本の道路橋としては初めてのセパレート型2室箱桁を採用している。起振機試験は本橋完成後橋面工(アスファルト舗装、高欄設置)前に固有振動数、振動モードおよび減衰定数を明らかにし、有限要素法による解析結果との比較により設計諸元の確認を行うことを目的として実施した。また、台風時のケーブルと桁の振動を測定することにより、本橋の耐風安定性の確認を行った。なお、起振機試験に先立って、本橋架設系の応答特性を測定する目的から常時微動試験を行った。

2. 橋梁概要^{8),9)}

今回対象とした南田原1号橋の概要を図-1に示す。本橋は大分県南海部郡宇目町の北川ダムを横断する中央径間170m、側径間60mの3径間連続PC斜張橋である。主桁は耐震性、クリープおよび乾燥収縮を考慮して、橋脚上に支承を設けず、橋軸方向、上下方向のいずれについても拘束しないフローティング形式となっている。また、橋台上の支承は滑り支障である。中央径間はパス



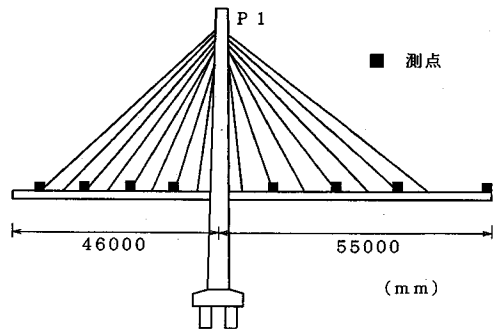
図一 橋梁概要

コケネビック橋（米国）と類似なセパレート型2室箱桁断面（桁高1.7m）となっており、側径間ではアンバランスモーメントを小さくするために中空断面となっている。中央径間桁断面は我国の道路橋で初めての断面であるため、部分模型による風洞実験を行った結果、オープン断面であるにもかかわらず耐風上優れた断面であることが確認されている。主塔は景観、耐震性、経済性を考慮した高さ64.5mの逆Y型PC構造となっている。斜材ケーブルは耐震性を考慮して2面吊りを採用し、主塔上部にセミファン型に配置されている。ケーブルは中央径間で12段、側径間で13段に配置され、桁下において緊張されている。なお、斜材ケーブルはPC鋼より線をポリエチレン被覆したSEEE工法F-PH型斜材用ケーブルを用いている。また、主塔基礎はP1では表面に風化層があることから杭基礎とし、P2では表層が比較的硬い岩であることから直接基礎となっている。

3. 試験概要

(1) 架設系常時微動試験

本橋の中央スパンが連結される前に、P1、P2の各橋脚および試験時まで架設された桁に対して常時微動試験を実施した。図一2にP1橋脚部分の概要および測点を示す。各橋脚と桁は鋼棒で仮固定されており、支持条件としては固定と考えて良い状態である。常時微動は上下方向、橋軸方向、橋軸直角水平方向の3方向とし、測点は桁断面の中央線上とした。また、ねじれ振動に対しては各測点の上流側および下流側において上下方向を測



図二 架設系常時微動測点 (P1)

定した。なお、常時微動の測定時間は各測点で約10分である。

(2) 完成系起振機試験

図一3に起振機試験における測点と起振機位置を示す。起振機位置I（中央径間中央）は橋軸方向と上下方向の対称振動を測定する位置である。起振機位置II（Iより33m延岡より）は橋軸直角水平方向の振動を測定できる加振位置であり、上下方向逆対称振動についてもこの位置で測定できる。また、起振機位置IIIでは桁のねじれ振動を測定する予定であったが、IIの橋軸直角水平方向加振時にねじれ振動が測定できたため、IIIでの加振は実施しなかった。試験に用いた起振機は建設省土木研究所所有のもので、加振周波数0.1~2.0 Hz、最大起振力12 tfである。図一3に示す測点のうち、測点1~25は桁上の測点であり、TはP2主塔上の橋軸方向および橋軸

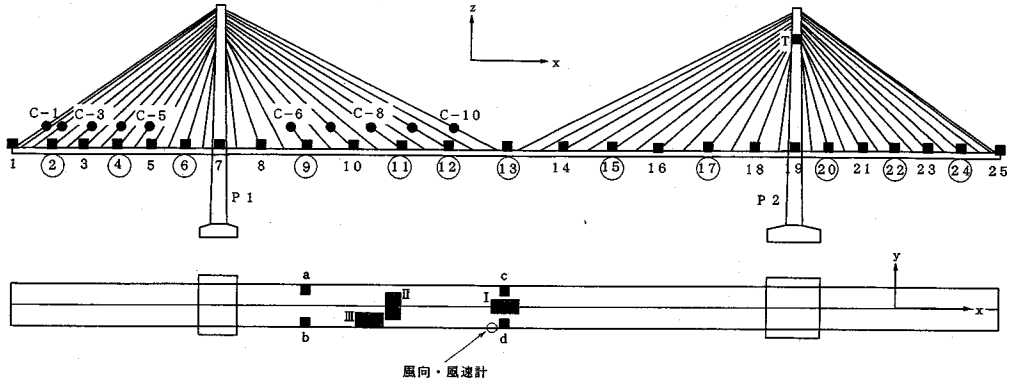


図-3 起振機位置および測点

直角水平方向の測点である。また、C-1~C-10はケーブルの測点であり、桁の振動とケーブル振動との関係を測定した。なお、ケーブルの振動は面内方向の振動を対象とし、面外方向の測定は行っていない。桁上および主塔の測点にはサーボ加速度計(容量2G)を用い、ケーブルの測点にはひずみ式加速度計(容量2G)を用いた。起振機試験では、まず図-3に示した桁上の測点の内○印をつけた測点において共振曲線および起振機急停止による減衰自由振動を測定した。次に、それ以外の測点において共振曲線より得られた固有振動数で加振し振動モードを測定した。

(3) 台風時観測

本橋完成後に桁およびケーブルの耐風安定性の照査を目的として、台風時の応答を観測することとした。桁の振動は図-3中のa~dにおいて測定することとし、各測点において上下方向振動を、測点b, dにおいて橋軸直角水平方向振動を測定する。また、本橋がフローティング形式であることを考慮して測点dにおいて橋軸方向の振動を測定することとした。ケーブルの振動はC-1~C-3およびC-8~C-10で測定し、強風雨時のケーブルの応答を観測する。なお、桁およびケーブルの振動と同時に風向・風速についても記録する。測定には起振機試験と同様の機材を使用し、P1主塔基部に設けられた観測小屋においてデータレコーダーに記録し、後にAD変換し解析することとした。

4. 数値解析

起振機試験と併せて本橋の固有値解析を行い、実測値と比較することにより設計諸元および解析モデルの妥当性を検討することとした。図-4に完成系の解析モデルを示す。解析モデルは節点数141、要素数128の3次元モデルとした。橋台上にある主桁両端はローラー支承とし、

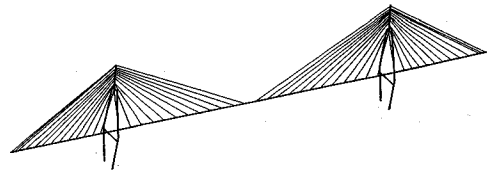


図-4 数値解析モデル

表-1 境界条件

方向	A1橋脚	A2橋脚	P1主塔	P2主塔
x	自由	自由	自由	自由
y	固定	固定	自由	自由
z	固定	固定	自由	自由
θ_x	固定	固定	固定	固定
θ_y	自由	自由	自由	自由
θ_z	自由	自由	自由	自由

また主塔部分では主桁の拘束は無いものとした。当初、主塔上の桁と主塔は橋軸直角水平方向のみ固定されているものとして解析したところ解析値と実測値とは一致せず、また、実測結果より主塔上においても桁が橋軸直角水平方向に主塔と独立に振動していることからこの点での桁の拘束は無いものとした。表-1に境界条件を示す。モデル化に当たっては起振機試験時の状況と一致させるために、主桁は標準断面で高欄およびアスファルトは考慮しないものとした。表-2は桁および主塔の弾性係数、断面2次モーメント(y軸回り I_y 、z軸回り I_z)、ねじり定数の平均値を示したものである。各橋脚の基礎条件は、橋脚下端を固定とし地盤ばねを全く考慮しない場合(CASE1)と、道路橋示方書により地盤ばねを算定し、橋脚下端に橋軸、橋軸直角、上下の各方向についての並進およびせん断ばねを考慮した場合(CASE2)の2通りについて解析した。CASE2における地盤ばね定数を表

表一 2 平均剛性

位置		弾性係数 (tf/m ²)	ly (m ⁴)	lz (m ⁴)	J (m ⁴)
主桁	中央径間	3.5×10 ⁶	2.8	243	5.7
	側径間	3.5×10 ⁶	2.1	180	5.0
主塔	0.0~18.5m	3.5×10 ⁶	8.7	18.1	19.7
	19.5~48.0m	3.5×10 ⁶	2.1	5.4	5.2
	48.0~64.5m	3.5×10 ⁶	33.3	3.1	1.3

表一 3 地盤ばね定数

主塔 No.	x方向 ×10 ⁵ (tf/m)	y方向 ×10 ⁵ (tf/m)	z方向 ×10 ⁶ (tf/m)
P1	2.7	2.7	4.2
P2	6.2	6.2	1.9
主塔 No.	x軸回り ×10 ⁷ (tf・m)	y軸回り ×10 ⁷ (tf・m)	z軸回り ×10 ⁷ (tf・m)
P1	8.0	4.5	4.7
P2	5.0	4.0	6.0

一 3 に示す。

また、ケーブルについては曲げ剛性を無視し張力による剛性のみを考慮し、両ケーブルの剛性を1本とまとめて解析することとした。本解析ではケーブルを除いた橋梁の振動を対象とし、ケーブルに質点は設けていない。

5. 試験結果

(1) 架設系常時微動試験

当初、架設系の台風時の応答特性を推定する目的から、あらかじめ架設系の振動特性を把握するために常時微動試験を行った。この場合、主桁は主塔に鋼棒で締め付けた後コンクリートを打設していることから固定となっており、中央径間は連結されており側径間も橋台に達していない状態である。P1 橋脚（側径間 46 m、中央径間 55 m）、P2 橋脚（側径間 53.2 m、中央径間 65.5 m）の両方に対して試験を実施した。表一 4 に P1 側の固有振動数を常時微動試験結果と解析結果を比較して示す。CASE 1 と実測値を比較した場合、面内振動においては両者はほぼ一致しているが、面外方向においては解析による固有振動数がかなり大きくなっている。次に CASE 2 と実測値を比べてみると面外振動においても両者はほぼ一致している。直接基礎である P2 橋脚も同様の傾向を示しており、架設系の耐風・耐震性の検討を行う場合には直接基礎であっても地盤ばねを考慮する必要がある。架設系における台風時の応答特性は台風が通過せず観測できなかった。

表一 4 架設系固有振動数 (P1)

方向	次数	CASE 1 (Hz)	CASE 2 (Hz)	実測値 (Hz)
上下	1	0.388	0.374	0.35
	2	0.973	0.968	0.88
	3	1.476	1.271	1.49
	4	2.401	2.222	2.49
	5	2.842	2.689	3.25
	6	3.169	3.157	-
橋軸 直角	1	0.460	0.450	-
	2	1.440	0.617	0.65
	3	1.665	1.352	1.25
	4	2.613	2.581	-
	5	2.941	2.908	2.91

(2) 完成系起振機試験

a) 共振曲線、振動モード

加振周波数 0.5~2.0 Hz の範囲について、固有振動数近傍を起振機の最小周波数刻み 0.01 Hz で変化させ共振曲線を求めた。

図一 5 に上下方向加振による共振曲線の例を示す。なお、以下の共振曲線は全て起振力 1 tf 一定に換算している。上下方向の共振曲線では 1 次~5 次までの共振点が明瞭に現れている。ただし、1 次においては加振周波数が低く起振力が弱いため共振点近傍での応答加速度に多少の乱れが生じている。図一 6 は橋軸直角水平方向振動の共振曲線である。桁の対称振動である 1 次は固有振動数が低いため十分な起振力を得ることができず、また起振機位置がスパン中央でないことから固有振動数を求めることができなかった。そこで、1 次振動については常時微動試験を行い、フーリエスペクトルよりその固有振動数を求めたところ 0.39 Hz であった。図一 6 では桁の逆対称振動である 2 次と主塔の橋軸直角水平方向振動である 3 次が明瞭に現れている。図一 7 はねじれ 1 次振動の桁断面両端における上下振動成分と橋軸直角水平方向成分の共振曲線である。ここで、図一 7 中の記号 U は上流側を、D は下流側を示す。このねじれ振動は起振機位置 (II) において橋軸直角水平方向加振時に測定されたものである。図一 7 に示すようにねじれ 1 次振動においても橋軸直角水平方向の共振点にピークが見られることから、この振動が励起されたものと考えられる。橋軸方向の振動については起振機位置 (I) において加振したが、この振動の固有振動数が低いため加振力が小さく、桁両端のローラー支承に作用する摩擦力を越える力で加振できなかった。したがって、フローティング形式の特徴である桁全体が橋軸方向に振動する 1 次振動を捉えることがで

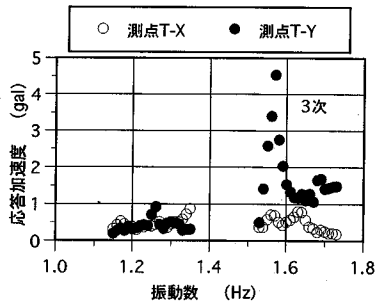
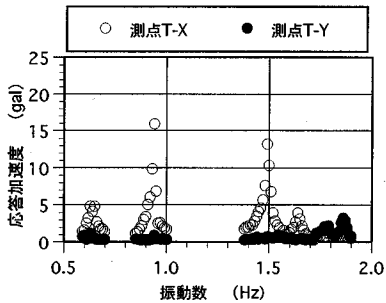
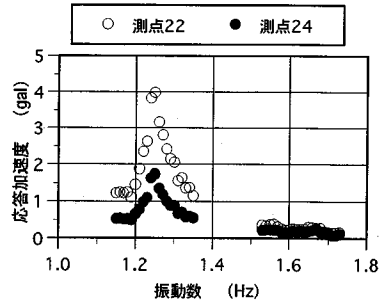
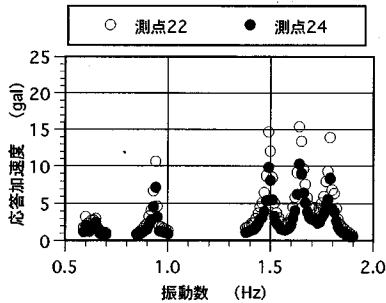
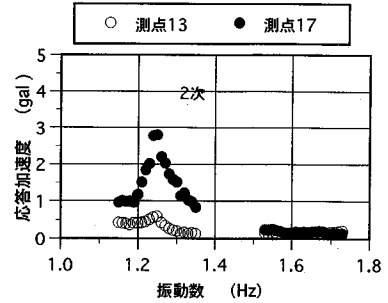
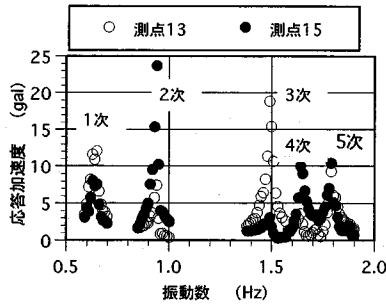


図-5 共振曲線 (上下方向)

図-6 共振曲線 (橋軸直角水平方向)

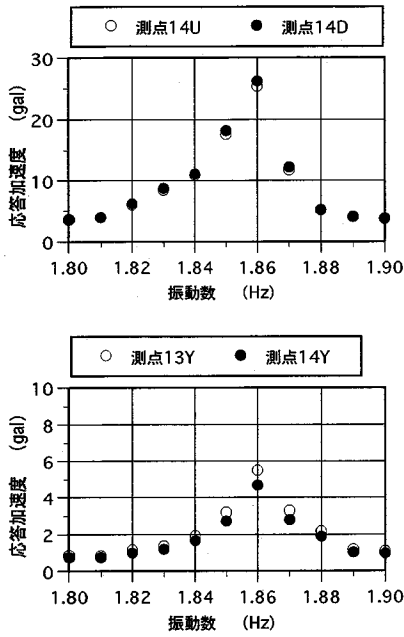
きなかった。

起振機試験により得られた振動モードを数値解析結果と比較して図-8に示す。図-8より、実測値と解析値はいずれの振動方向、次数についてもほぼ一致している。ここで、解析は架設系の常時微動試験結果およびその固有値解析結果から得られた基礎に作用する地盤ばねを考慮した場合 (MODEL 1) と、基礎を固定とした場合 (MODEL 2) についておこなった。図-8のねじれ振動のモードを見ると、ねじれ振動においても橋軸直角方向成分が多少含まれており、実験結果と対応するものと考えられる。表-5に共振曲線より求めた固有振動数と固有値解析による固有振動数を示す。実験値と解析値とはほぼ一致している。また、MODEL 1とMODEL 2を比較すると、橋軸直角3次振動の固有振動数がMODEL 2において多少高くなった程度で他の振動ではほとんど違いがみられない。また、振動モードは両者はほぼ同じであった。本橋の基礎は浅い杭基礎および直接基礎であり、しかも主塔と主桁が連結されないフローティングタイプで

あることから、桁と主塔の連成振動が少なく、完成系の解析に当たっては地盤ばねを考慮しなくても十分であると考えられる。

b) 減衰定数

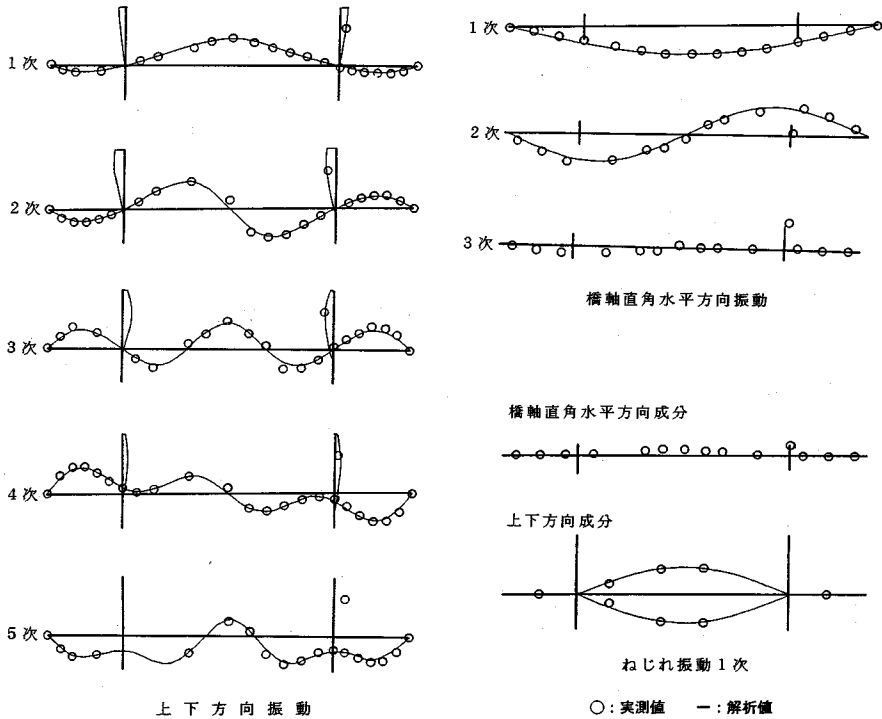
地震や台風時の橋梁の応答特性をあらかじめ検討する場合に、その減衰定数が最も重要なファクターとなる。起振機試験により減衰定数を求める場合、一般には①共振曲線から求める方法、②起振機急停止による減衰自由振動から求める方法の2通りがある。図-9に減衰自由振動波形の例を示す。各振動とも比較的美丽な波形が得られた。表-6に減衰自由振動の初期振幅、減衰自由振動波形から求めた減衰定数、共振曲線から求めた減衰定数を併せて示す。ここで、減衰定数は振動振幅に依存すると考えられるが、今回の試験では共振点において最大起振力で加振しその時の減衰自由振動波形から減衰定数を算出している。共振曲線から求めた減衰定数は、本橋の減衰定数が非常に小さいことや加振周波数間隔が大きいことから誤差が大きく、減衰自由振動から求めた値



図一七 共振曲線 (ねじれ)

表一五 完成系固有振動数

方向	上下				
	1	2	3	4	5
実測値 (Hz)	0.65	0.95	1.49	1.64	1.79
MODEL 1 (Hz)	0.63	0.90	1.38	1.57	1.60
MODEL 2 (Hz)	0.63	0.91	1.39	1.58	1.70
方向	橋軸直角			橋軸	ねじれ
次数	1	2	3	1	1
実測値 (Hz)	0.39	1.25	1.57	-	1.86
MODEL 1 (Hz)	0.33	1.28	1.47	0.22	1.69
MODEL 2 (Hz)	0.33	1.28	1.55	0.23	1.69



図一八 振動モード

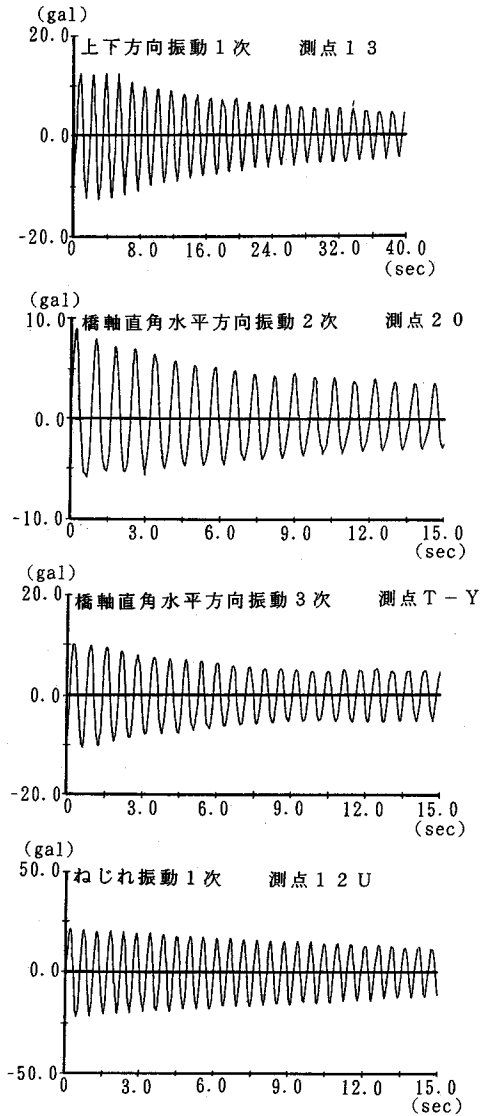


図-9 減衰自由振動波形

の方が信頼性が高いと考えられる。ただし、上下方向5次振動においては波形にうなりが生じており、算出した減衰定数の精度が悪いため、参考値として示す。

本橋はスレンダーな斜張橋であり、またフローティング形式であることから、基礎と桁とが連成して振動するモードが少なく、通常のコンクリート橋と比べて減衰定数が小さくなっている。このことは地震時応答が大きくなることを示しているが、減衰定数は振動振幅に依存し大振幅時には大きくなることも予想され、今後のデータの蓄積が必要であろう。

c) ケーブル振動

桁とケーブルの振動の関係を把握するため、桁の共振曲線測定時にC-1~C-10ケーブルの共振曲線も併せて

表-6 減衰定数

方向	上下				
	1	2	3	4	5
初期振幅(gal)	12.8	16.7	61.9	71.4	41.6
減衰自由振動(%)	0.84	0.50	0.98	0.62	0.73
共振曲線 (%)	-	0.70	0.71	0.72	0.39

方向	橋軸直角		ねじれ
次数	1	2	1
初期振幅(gal)	9.0	10.5	22.6
減衰自由振動(%)	0.73	0.79	0.37
共振曲線 (%)	1.56	0.64	0.40

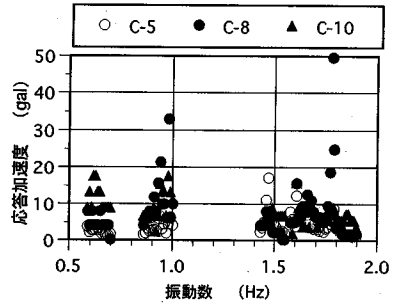


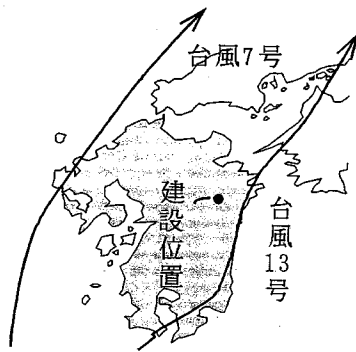
図-10 共振曲線(ケーブル)

表-7 ケーブル固有振動数

ケーブル No.	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5
共振周波数 (Hz)	1.47	1.29	1.61	1.68	1.47
ケーブル No.	C-6	C-7	C-8	C-9	C-10
共振周波数 (Hz)	0.98 1.61	1.47 1.78	0.98 1.78	1.61	0.98

測定した。この測定中にケーブルがかなり振動している様子が目撃されたが、振動しているケーブルを必ずしも測点として選定しているわけではないので、その振動を測定していない場合もある。また、同じ配置位置のケーブルでも上流側と下流側とでは共振する振動数が異なっている場合もあり、これはケーブル張力の差やケーブル振動時のケーブル長が取付部の状況等で異なっていたためと考えられる。

図-10にケーブルの共振曲線の例を起振力1tfに換算して示す。これらの共振曲線よりケーブルの共振点と考えられる振動数を表-7にまとめて示す。ケーブルの応答加速度はケーブル下端より2mの位置での値であり、振動振幅モードの最大位置での応答加速度はかなり大きいものと考えられる。なお、起振機試験期間中にか



	台風7号	台風13号
年月日	1993.8.10	1993.9.3
進路・速度	N・25km/h	NNE・30km/h
中心気圧	940HPa	925HPa
最大風速	45m	50m
暴風域	東側330km 西側220km	中心から半径190km

図-11 台風概要

りの季節風が吹いたが、当初心配されていたレインバ
イブレーション等のケーブル振動は発生しなかった。ま
た、桁と同時にケーブルの減衰自由振動も測定したが、
桁とケーブルの固有振動数が一致していないことからき
れいな波形は得られなかった。

6. 台風時観測

(1) 観測概要

図-11に橋梁の桁およびケーブルの振動を実測した
台風の進路と規模を示す。図に示すように台風7号は本
橋の架設位置に対して西側、台風13号は東側を通過して
いる。特に、台風13号は建設地点にかなり近いところを
通過していた。なお、図中に示す進路、速度、中心気圧、
最大風速などは九州に上陸する前の値であり、建設位置
付近での値ではない。今回の台風の特徴として、7号は暴
風域が広く、一方、台風13号は暴風域は狭いが非常に風
速が強い台風で、宮崎では最大瞬間風速59mが記録さ
れた。しかし、九州上陸後、勢力は急激に衰え、延岡に
おける最大瞬間風速は38mで、当初期待していたほど
の風速とはならなかった。気象庁によると台風13号の最大
の特徴は、高緯度で発生したにもかかわらず、短時間に
戦後最大級の台風に成長し、一方では上陸後の勢力の衰
えも早かったと報告されている。

台風時の応答は台風の通過前から通過後まで、連続し
て桁とケーブルおよび風向・風速をデータレコードに記
録し、台風7号で約4時間、台風13号で約6時間の記録
を測定した。通常、台風の風速は常時大きな値を示すの
ではなく、風の息と呼ばれる強弱が交互に現れる。風の
強い場合に応答加速度も大きくなることから、この部分

表-8 台風13号 最大応答加速度

測点	加速度 (gal)						
	13-1	13-2	13-3	13-4	13-5	13-6	13-7
a-z	13.6	10.7	9.8	8.0	11.7	7.4	12.1
b-z	10.7	11.3	10.7	8.1	9.8	7.4	11.7
b-y	2.8	1.8	1.4	1.1	1.9	1.3	1.8
c-z	19.8	15.5	14.3	8.7	14.0	11.9	17.0
d-z	20.7	15.3	12.6	9.3	14.5	9.8	18.1
d-x	1.5	0.9	0.9	0.7	1.0	0.7	1.0
d-y	3.5	1.3	1.1	0.9	1.7	1.3	1.7
C-1	377	146	153	98	125	87	103
C-2	373	162	235	74	160	137	137
C-8	291	195	163	156	204	150	150
C-9	377	435	427	391	339	324	266
C-10	900	1302	694	265	917	332	461
風向	NW	NW	NW	NW	NW	NW	NW
風速(m/s)	24	24	23	23	22	27	26

x:橋軸方向、y:橋軸直角水平方向、z:上下方向

のみを1~2分間の連続記録として取り出し解析を行っ
た。台風7号で1~2分間のデータが11個、台風13号で
は7個の解析を行った。この場合には最大風速だけでは
なく、風向による応答値の違いを検討するため、風向が
変化した場合のデータも併せて解析している。

(2) 台風時応答

台風7号および台風13号における観測結果は、最大応
答加速度が異なるものの、本橋の振動性状や周波数特性
はほぼ同様であった。そこで以下では桁の応答加速度が
大きかった台風13号における観測結果を示す。

表-8は台風13号において観測された応答加速度で
ある。測点dの上下方向(d-z)では約20galの加速度と
なっている。これは起振機試験時の起振力1tfで加振し
た時に、得られた応答加速度数12galに比べ、かなり大
きな値である。台風13号では台風通過中の風向はほとん
ど北西方向であり、この風向は橋梁の橋軸直角方向に当
たる。全体的にみると、桁の振動は上下方向が大きく、
台風時に本橋は上下振動が卓越していることがわかる。
図-12は表-8の13-2の時刻歴を示したものである。
この図からわかるように、桁の応答加速度は各振動方向
によって波形が異なり、振動しているモードが異なっ
て示している。そこで、図-12の時刻歴につい
てフーリエスペクトルを求めると図-13となる。ここ
で、フーリエスペクトルはサンプリング間隔 $dt=0.01$
秒、データ個数 $N=4096$ 個で解析している。測点aの上
下方向(a-z)では上下1次(0.65Hz)、2次(0.95Hz)の

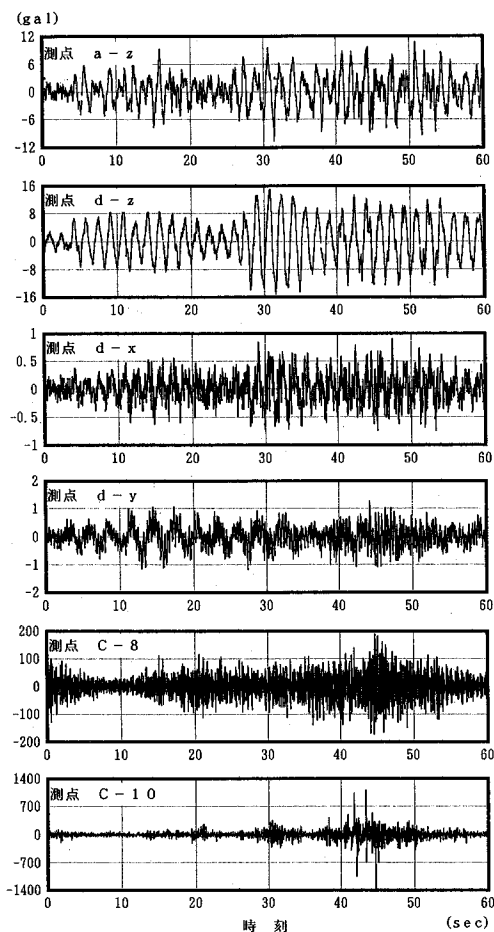


図-12 台風13号 応答加速度時刻歴

振動成分が多いが、その他に3次(1.49 Hz)、4次(1.64 Hz)および2.0 Hz、2.7 Hzが卓越している。一方、測点dの橋軸直角水平方向(d-y)では橋軸直角水平方向1次(0.39 Hz)および2.7 Hzが大きく振動している。測点d-zでは上下1次振動成分が非常に大きく、3次の振動成分は小さい。これらの測点はスパン中央点であることから、この位置が節となる2次振動成分は全く含まれていない。測点dの橋軸方向(d-x)では上下1次、4次の振動数における振動成分が多く、上下振動に伴って生じる橋軸水平方向の成分を示している。

次に、ケーブルの応答加速度時刻歴を見ると非常に振動数が高く、しかも卓越振動数成分の領域が広い。また、時折、衝撃による応答のように応答加速度が急激に大きくなっており、桁の応答特性とはかなり異なっている。13-2-1のケーブルC-10において、約1300 galの最大加速度が生じているが、この値はrmsで考えると約65 gal程度であり、ケーブル振動に対する制振対策は必要ないと考える。台風13号におけるケーブルのrmsと各ケー

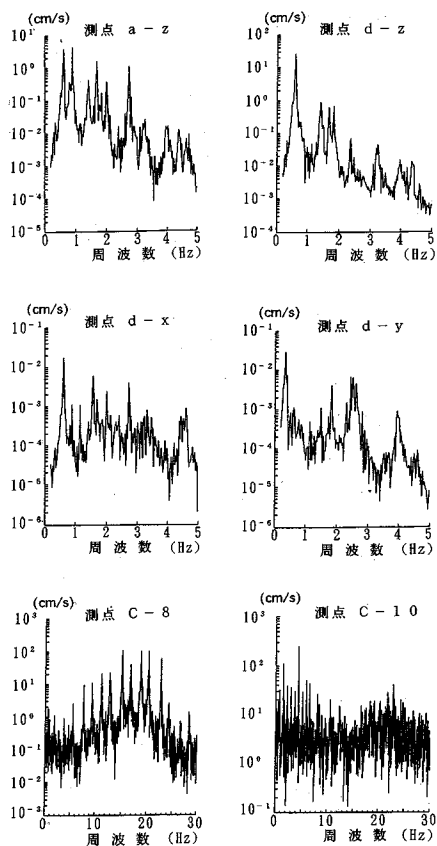


図-13 台風13号 フーリエスペクトル

表-9 ケーブル応答加速度 (rms)

ケーブル No.	C-1	C-2	C-8	C-9	C-10
rms (gal)	32.4	31.3	41.1	58.6	65.0
1次 (Hz)	1.55	1.42	1.88	1.31	0.81
2次 (Hz)	3.14	2.82	3.72	2.58	1.50

ブルの卓越周波数を表-9に示す。一方、ケーブルのスペクトルを見ると、各ケーブルとも25 Hz以下の周波数領域で等間隔におよそ13~15本のスペクトルのピーク値が現れている。ケーブルの固有振動数は1次の整数倍になることから、各ケーブルの15次以下の固有振動成分にピークが見られ、各次数の振動モードが混じった複雑な振動をしていることがわかる。また、際だってスペクトルの大きな振動数が見られないことから、各次数がほぼ均等に振動しているものと考えられる。

7. まとめ

今回の一連の実験および観測により、我国の道路橋と

して初めてセパレート型2室桁断面を持つフローティング形式斜張橋について、その動特性および台風時応答を明らかにした。以下に実験・観測結果を要約する。

起振機実験

① 起振機により2 Hzまでの本橋の固有振動数、振動モードを明らかにした。ただし、フローティング形式の特徴である、桁が橋軸方向に振動するモードについては、桁両端の支承による摩擦力を越える力で加振できなかったため、捉えられなかった。

② 起振機試験結果と有限要素法による固有値解析結果はほぼ一致し、設計値の妥当性が確認された。なお、解析にあたって、架設系では直接基礎であっても地盤ばねを考慮する必要があるが、完成系では基礎を固定としても良いことがわかった。

③ 本橋はフローティング形式であることから橋脚と桁が連成しての振動は発生しにくい。通常のコンクリート橋に比べて今回測定された減衰定数は小さい。減衰定数は動的応答を算定する場合に重要であるため、今後のデータの蓄積が必要であろう。

台風時応答

① 本橋架設位置の東西をそれぞれ通過した2つの台風について、強風時の本橋の桁およびケーブルの応答を観測することができた。台風による風向はそれぞれ本橋の橋軸方向と橋軸直角方向であった。

② 台風時の桁の応答は、橋軸直角方向から風を受けた場合に最も大きくなり、風速24 m/s時に中央径間中央部で上下方向に約20 galであり、今回観測された風速域での本橋の耐風安定性が確認された。また、フローティング形式である本橋は、上下振動時の橋軸方向成分が大きいことがあきらかとなった。

③ 本橋のケーブルは強風時には、15次程度までの各次数がほぼ均等に振動しており、特定の周波数の次数が卓越する現象はみられない。ケーブルの応答加速度は突発

的にかなり大きくなるものの、rms値は最大65 gal程度であり、制振対策の必要は無いと考えられる。

今後、斜張橋は長大化が進むものと予想される。そのため、本報告で述べたような橋梁の動特性および現地での観測結果の蓄積が合理的かつ安全な設計のために必要であろう。

最後に、台風時の風向、風速のデータは九州産業大学吉村健教授より提供して頂いた。ここに深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 横山功一 他：斜張橋ケーブルの風による振動と対策、橋梁と基礎、Vol.23 No.8, pp.75-84, 1989年8月。
- 2) 福岡悟 他：大和川橋梁の振動試験、橋梁と基礎、pp.24-30, 1984年3月。
- 3) 佐々木伸行 他：櫃石島橋の実橋振動実験、土木学会第43回年次学術講演会第I部、pp.634-635, 1988年10月。
- 4) 久我尚弘 他：呼子大橋の動的諸実験、橋梁と基礎、pp.31-36, 1989年9月。
- 5) 林寛之 他：横浜ベイブリッジの振動実験、土木学会第45回年次学術講演会第I部、pp.772-773, 1990年9月。
- 6) 亀井正博 他：菅原城北大橋の実橋振動実験、土木学会第45回年次学術講演会第I部、pp.776-777, 1990年9月。
- 7) 岡内功 他：大振幅加振による長大斜張橋の実橋振動実験、土木学会論文集 No.455/I-21, pp.75-84, 1992年10月。
- 8) 大塚久哲 他：南田原1号橋(PC斜張橋)の設計(上)、橋梁と基礎、pp.22-27, 1993年5月。
- 9) 大塚久哲 他：南田原1号橋(PC斜張橋)の設計(下)、橋梁と基礎、pp.33-38, 1993年6月。
- 10) 鳥野清 他：南田原1号橋(PC斜張橋)の振動特性、土木学会第48回年次学術講演会第I部、pp.758-789, 1993年9月。

(1994.8.11 受付)

AN EXCITING TEST OF A FLOATING TYPE CABLE STAYED BRIDGE AND ITS RESPONSE OBSERVATION UNDER THE TYPHOON

Kiyoshi UNO, Toshihiko ASO, Shoichi KITAGAWA
and Seigo KABASHIMA

This paper reports the results of the dynamic characteristics of a floating type cable stayed bridge (length 292.1 m and width 14.9 m) and the observation of its dynamic behavior under the typhoon.

Microtremor measurement was performed to determine the dynamic characteristics of the bridge under construction. After the construction of the bridge, the excitation test was carried out in order to confirm its natural frequencies, vibration modes and damping constants, and the dynamic behavior of the girder and cables under the typhoon (maximum wind velocity 27 m/s) was observed. From the results of the observation, wind stability of this bridge was confirmed.