

並列するエクストラロード橋の耐風安定性検討

— 長崎自動車道 日見夢大橋 —

宮永 憲一*1・上野 清*2・杉山 真人*3・古村 豊*4

長崎自動車道の長崎芒塚ICから長崎多良見IC間に架橋された日見夢大橋では、架橋場所の地形的な制約条件から最大支間長 180 m を超える波形鋼板ウェブエクストラロード橋が採用された。本橋の風環境の特徴は、周辺の急峻な地形の影響により大迎角が予想されたほか、Ⅰ期線橋梁とⅡ期線橋梁が並列する橋梁であることから、耐風安定性の観点からは単独橋とは異なる複雑な振動特性となる可能性が高い。このため、本橋では現地の気流特性を考慮した並列橋としての耐風安定性を検討した。

キーワード：エクストラロード橋，並列橋，耐風安定性

1. はじめに

日見夢大橋は、長崎自動車道の長崎芒塚ICから長崎多良見IC間に架橋されたⅠ期線橋梁とⅡ期線橋梁が並列するPC 3径間連続波形鋼板ウェブエクストラロード橋である。平成16年に建設されたⅠ期線橋梁は、波形鋼板ウェブとエクストラロードを組み合わせた世界初の構造形式として注目を寄せた。その後、長崎自動車道の4車線化工事に伴い、平成30年に同構造形式としてⅡ期線橋梁が建設されたことによりⅠ期線橋梁とⅡ期線橋梁が並列する橋梁となった。本橋の耐風安定性において構造的に特筆すべき特徴は、中心間隔比が2程度の並列橋であることがあげられる。並列橋の空力特性は構造物間の中心間隔、風向および迎角などにより複雑に変化するため、道路橋耐風設計便覧²⁾では単独橋では生じない振動が発生する懸念があることを指摘している。さらに、本橋の中心間隔比は単独橋に比べて振幅の増大が懸念される間隔比¹⁾であることなど、耐風安定性の面から不利な構造条件であるといえる。このため、現地の気流特性を考慮して、並列橋としての耐

風安定性を検証した。

2. 耐風安定性検討方法

本橋の風環境の特徴は主に以下に示す事項であり、耐風安定性を検討するうえで留意する必要がある。

- ① 架橋場所は山と谷に囲まれた起伏のある地形であり、複雑な気流特性を呈する。
- ② 近接する並列橋であることから、並列橋の気流の乱れに伴い、単独橋とは異なる気流特性を有する。

本橋の耐風安定性の検討では、これらの点を考慮することが必要である。ここで、①の架橋場所の気流特性については、現地の地形の影響を考慮した3次元気流解析により本橋の代表的な気流特性を所得できる場所を特定し、超音波風速計により迎角、風向および乱れ強さなどの風環境を観測することで、現地の気流特性を把握した。②の並列橋の影響については、橋桁の断面形状と2橋の並列状態を忠実に再現した部分模型を用いて、①の実風観測で得られた気流特性を試験条件に反映した風洞試験により検討した。本橋の耐風安定性検討フローを図-1に、橋梁一



写真 - 1 架橋場所の地形

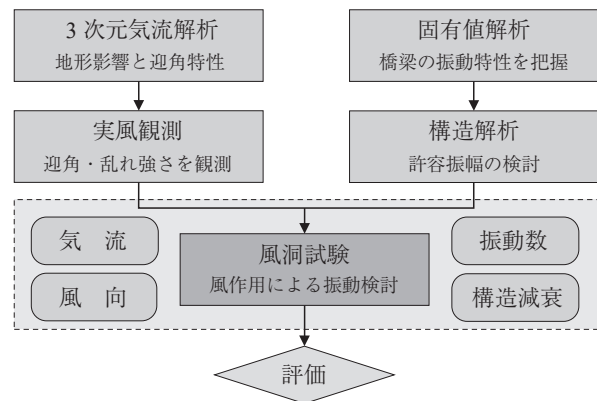


図 - 1 耐風安定性検討フロー

*1 Kenichi MIYANAGA：西日本高速道路(株)九州支社 建設・改築事業部 構造技術課 課長代理

*2 Kiyoshi UENO：西日本高速道路(株)九州支社 長崎高速道路事務所 工事長

*3 Sadato SUGIYAMA：三菱重工業(株)総合研究所 流体研究部 主席研究員

*4 Yutaka KOMURA：(株)ピーエス三菱 東京土木支店 土木技術部設計グループ グループリーダー

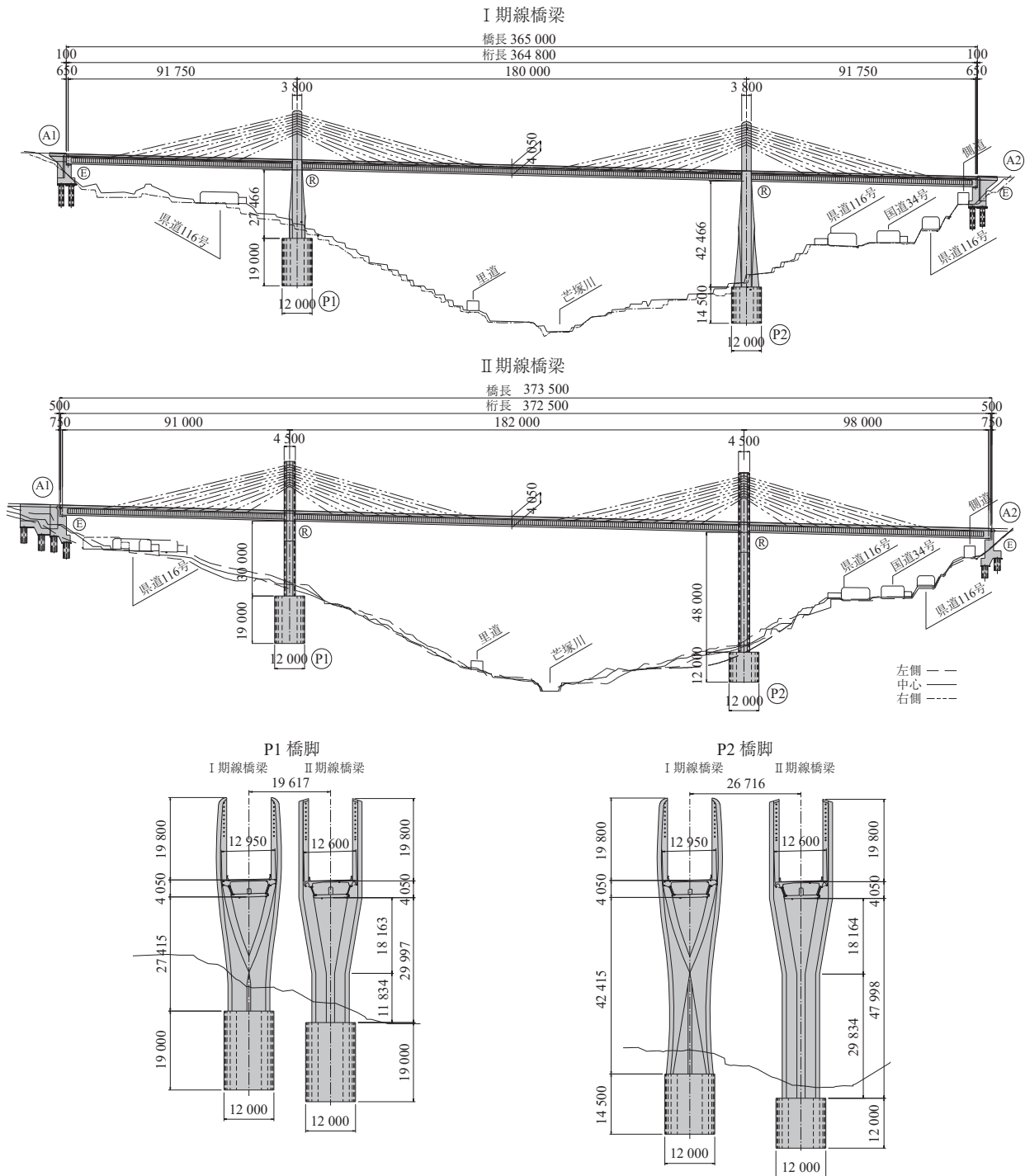


図 - 2 橋梁一般図

般図を図 - 2 に示す。

3. 気流解析および現地の実風観測

3.1 気流解析

気流解析は、本橋の周囲 7 km 四方の地形を再現した広域解析（3 次元定常解析，使用ソフト MASCOT）により気流特性を調査した。その後，周囲 1 km 四方の地形と周辺構造物を再現した狭域解析（3 次元定常解析，使用ソフト FLUENT）により本橋の代表的な気流特性を取得できる実風観測位置を検討した。図 - 3 は，広域解析により

得られた海側風向の迎角分布図であり，A1 ～ P1 径間は山の斜面の影響により局部的に迎角が大きくなることが確認されたが，耐風安定性上重要となる P1 ～ P2 径間と P2 ～ A2 径間はいずれも約 9° 程度となる。このことから P1 ～ P2 径間の迎角特性を取得できると考えられる P2 橋脚側方の作業構台上に風速計を設置することにした。

3.2 実風観測

気流解析の検討結果から，P2 橋脚の作業構台上に高さ 10 m の支柱を構築し，支柱頂部に超音波風速計を設置して約 3 ヶ月間の実風観測を実施した。本橋の橋軸方向はほ

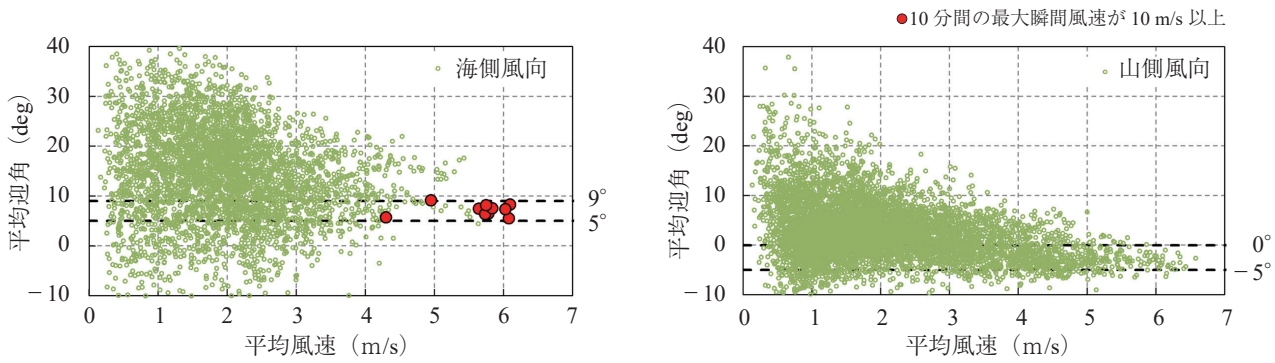


図 - 4 平均風速—平均迎角特性

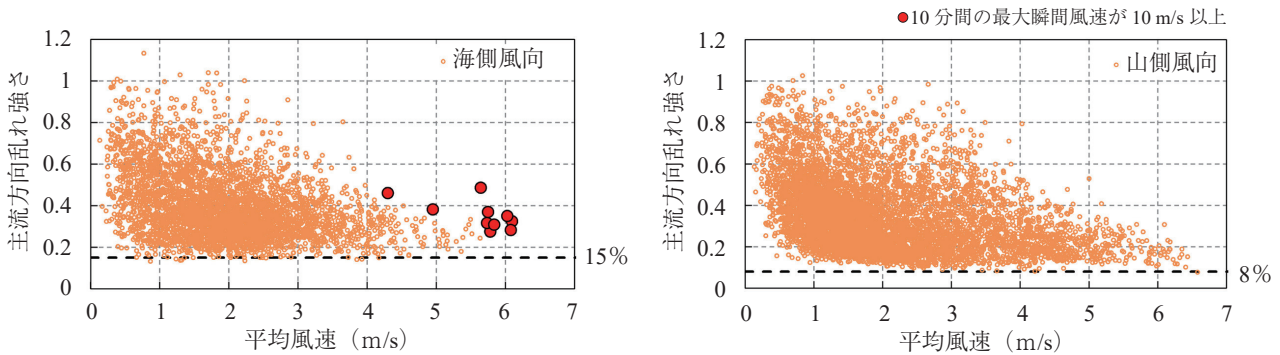


図 - 5 平均風速—主流方向の乱れ強さ特性

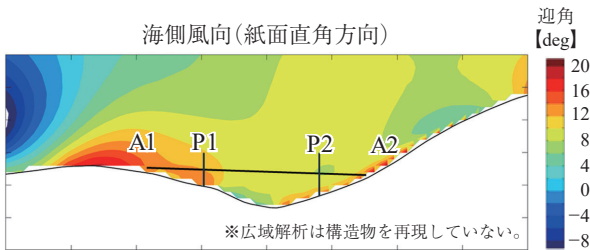


図 - 3 広域解析による迎角分布

ほ南北方向にあり、観測結果から主たる風向は東風となる海側風向、西風となる山側風向であることが確認できた。海側風向と山側風向に抽出した迎角特性を図 - 4 に示す。迎角は風速が高くなるほど一定の迎角に収束する傾向にあり、海側風向は 5 ~ 9° 付近、山側風向は -5 ~ 0° に収束した（正：吹上げ、負：吹下げ）。次に海側風向と山側風向ごとに抽出した主流方向の乱れ強さの風速特性を図 - 5 に示す。乱れ強さは、風速が高くなるほど小さい値となり、海側風向で 15% 付近、山側風向で 8% 付近が最低レベルの乱れ強さとなった。海側風向が山側風向より大きくなった理由として、海側風向の上流側の島や丘陵の影響が考えられる。

3.3 風洞試験における気流条件

風洞試験の気流種別は、風速が時間的にほとんど変化しない一様流と、風速が時間的あるいは空間的に変動する乱流の 2 ケースとした。迎角条件は、実風観測結果のうち高風速で収束する迎角範囲から決定し、海側風向を 5 ~ 9°、

山側風向を -5 ~ 0° とした。また、一般に乱れ強さが大きくなると渦励振振幅は低減する傾向にあり安全側の評価とするため、最低値の 8% 程度、15% 程度の 2 種を代表値とし、両風向ともに 8%、15% の乱れ強さの試験（以降：乱流試験）を実施することとした。

4. 風洞試験

4.1 風洞試験条件

表 - 1 に風洞試験条件を示す。模型は写真 - 2 に示すように橋軸方向の断面を切り出した部材長 2.7 m、模型縮尺 1/18 の 2 次元剛体部分模型とした。I 期線橋梁と II 期線橋梁の相対位置関係は、耐風安定性上もっとも重要となる P1 ~ P2 径間中央部の相対位置を基準とした。模型は両端をばね支持することにより鉛直たわみ自由度を与え

表 - 1 風洞試験条件

			I 期線	II 期線
実橋	桁高	D	4.05 m	
	総幅員	B	12.95 m	12.6 m
	中心間隔	W	22.9 m (P1 ~ P2 径間中央)	
	幅員桁高比	B/D	3.2	3.1
風洞試験	模型条件	模型条件	2 次元剛体部分模型	
		模型縮尺	1/18	
		構造減衰	0.03 ~ 0.08	
	気流	自由度	鉛直たわみ	
		気流条件	一様流 / 乱流	
迎角	迎角	海風 5 ~ 9, 山風 -5 ~ 0°		
	風向	海側風向 / 山側風向		

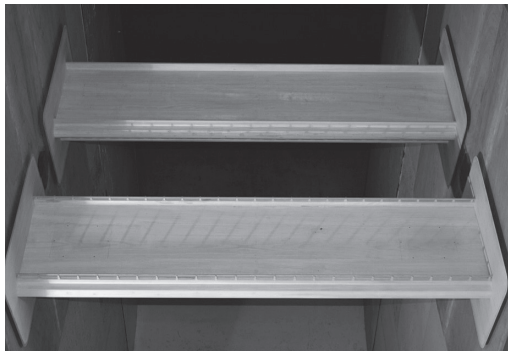


写真 - 2 風洞試験の模型設置状況

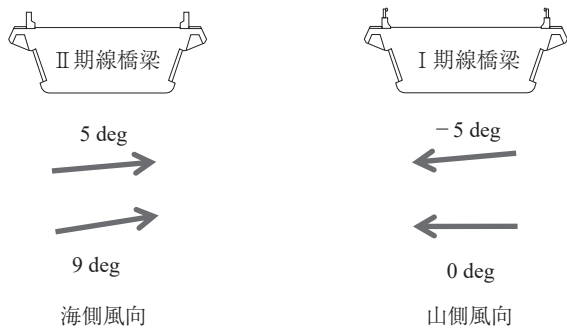


図 - 6 風向と迎角の試験範囲

て、送風時における振動応答を計測した。模型質量は模型内部に錘を組み込むことで調整し、振動数と構造減衰はそれぞれ模型端部に設置した支持ばね、電磁ダンパーにて所定値に調整した。図 - 6 に橋梁断面と風向、迎角の関係を示す。

4.2 風洞試験結果

(1) 単独橋 (I期線橋梁) の特性

図 - 7 に山側風向・迎角0°、構造減衰 (対数減衰率 $\delta = 0.03$) の動的応答例を示す。本橋は風速 15 m/s 付近で限定振動である渦励振が発生する。無次元風速換算では $Ur/fB = 1.9$ (Ur : 共振風速, f : 固有振動数, B : 幅員) となることから、前縁剥離渦励振と考えられ、道路橋耐風設計便覧²⁾の渦励振風速 15.5 m/s とほぼ一致する。一方、高風速側では発散的な振動は確認されなかった。

図 - 8 に風向、迎角に対するたわみ渦励振の共振風速および共振振幅を示す。図 - 6 に示すように風洞試験では海側風向が正迎角 (吹上げの風)、山側風向が負迎角 (吹

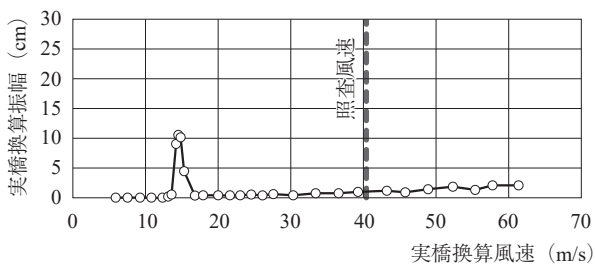


図 - 7 単独橋の動的応答例 (一樣流・山側風向, 迎角0°, $\delta = 0.03$)

※渦励振の共振振幅には実橋のモード補正係数を乗じている

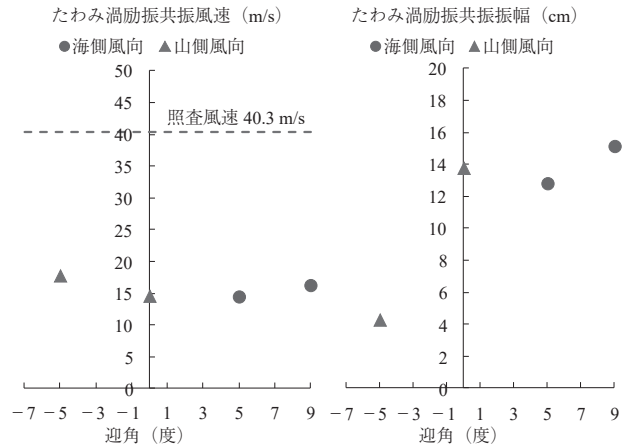


図 - 8 渦励振の迎角特性 (単独橋, $\delta = 0.03$)

下げの風) となるが、桁断面はほぼ対称形であるため、以降は迎角特性として記載する。共振風速は、迎角によらず、いずれの迎角でも風速 15 ~ 20 m/s 程度となった。一方、共振振幅の迎角特性は顕著に表れ、正迎角で振幅が大きくなり、迎角9°で最大 15 cm 程度の振幅となった。

(2) 単独橋と並列橋の比較

図 - 9 に並列橋の迎角に対する渦励振の共振風速特性を示す。並列橋の共振風速は、負迎角では単独橋と同程度となるが、正迎角では単独橋の共振風速より2倍程度上昇する。この特性は、風上側桁、風下側桁ともに確認された。一方、図 - 10 に示すように、共振振幅は、風上側桁と風下側桁で特性が大きく異なり、風上側桁の共振振幅は単独橋の半分以下になるが、風下側桁の共振振幅に関しては、迎角特性が顕著に表れ、迎角-5°, 5°は単独橋よりも振幅が増大するが、迎角0°, 9°は単独橋よりも振幅が低減する結果となった。また、単独橋では迎角9°で共振振幅が最大となったが、並列橋では迎角5°の風下側桁 (I期線

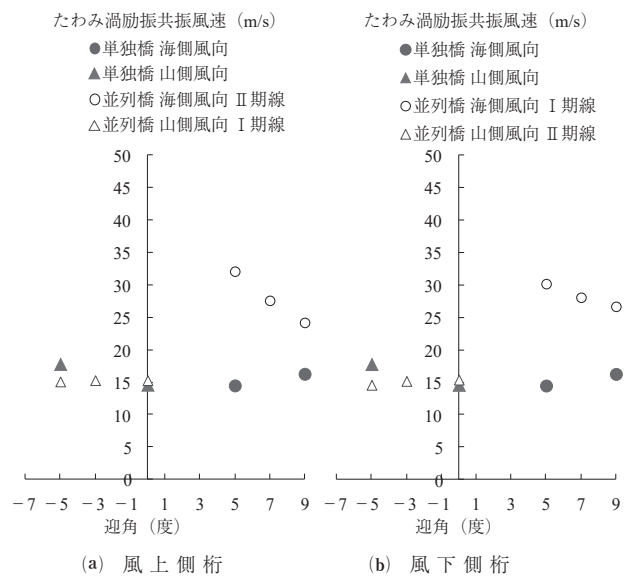
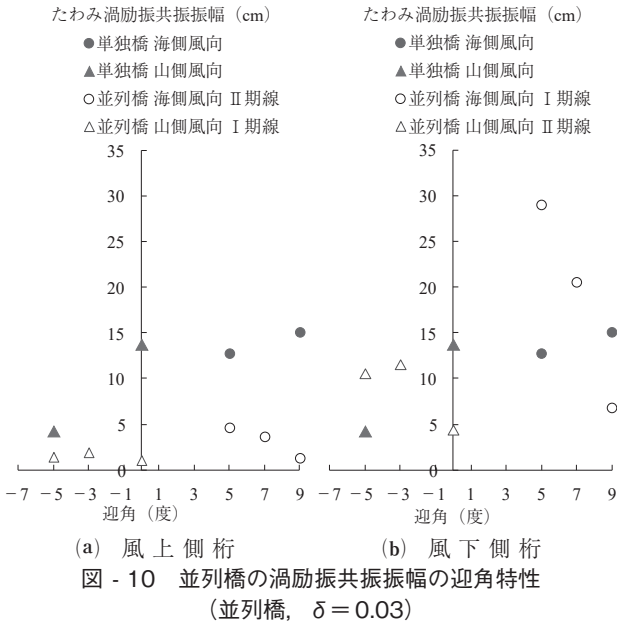


図 - 9 並列橋の渦励振共振風速の迎角特性 (一樣流, $\delta = 0.03$)

※渦励振の共振振幅には実橋のモード補正係数を乗じている



橋梁)の共振振幅が最大となり、単独橋とは異なる結果となった。並列橋の共振振幅の迎角特性に関して、図 - 11 に示す可視化試験を実施し、その現象を考察した。

海側風向・迎角 5° は風上側桁の前縁下端から剥離した流れが風下側桁に作用し、山側風向・迎角 -5° は、風上側桁の前縁上端から剥離した流れが、風下側桁に作用している。その結果、単独橋よりも大きな渦励振が発生したと考えられる。

また、迎角 5° の風下側桁で渦励振がもっとも大きくなったのは、風上側桁から剥離した流れが橋梁の側面にはほぼ直交して作用し風下側桁での流れの剥離を助長したためと予想され、迎角 -5° で渦励振の共振振幅が迎角 5° 程に大きくならなかったのは、風上側桁から剥離した流れが桁の

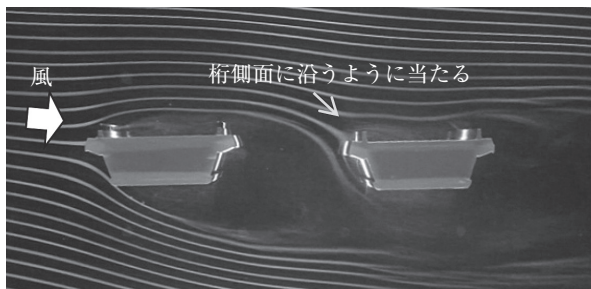
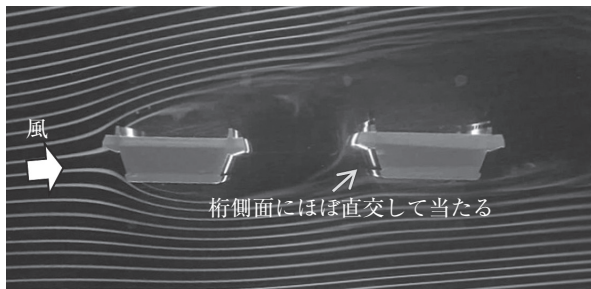


図 - 11 可視化試験結果

側面に沿って流れたことが一因として考えられる。

この迎角特性は、単独橋の正迎角で共振振幅が大きくなり、負迎角で共振振幅が小さくなる傾向と一致する。

以上、並列橋の風下側桁で渦励振が大きくなったのは、風上側から剥がれた流れが風下側桁に直接作用したためであり、とくに迎角 5° で大きくなるのは、剥離した流れが風下側桁に作用するときの桁断面と迎角の関係によるものだと予想される。

(3) 一様流と乱流の比較

図 - 12 に渦励振振幅がもっとも大きくなる海側風向・迎角 5° 、風下側桁 (I 期線橋梁) の気流条件が変化するときの動的応答特性を比較した結果を示す。

一様流中では共振振幅 23.7 cm であったのに対して、乱流試験 1 ($Iu \approx 8\%$, 下式参照) となると、共振振幅は 17.3 cm となり、一様流に比較し約 27% の低減が確認された。道路橋耐風設計便覧²⁾では、乱れ強さ 10% 以上の場合、乱流による振幅の低減率を算定する式が示されているが、適用範囲を拡大して乱流試験 1 で低減率を推算すると 21% となり、ほぼ同程度の渦励振振幅の低減効果となる。一方、乱流試験 2 ($Iu \approx 15\%$) では、ガスト応答が大きくなり、渦励振は確認されなかった。

$$Iu = \sigma u / U$$

ただし、 Iu : 主流方向乱れ強さ

σu : 主流方向の風速変動の標準偏差 (m/s)

U : 平均風速 (m/s)

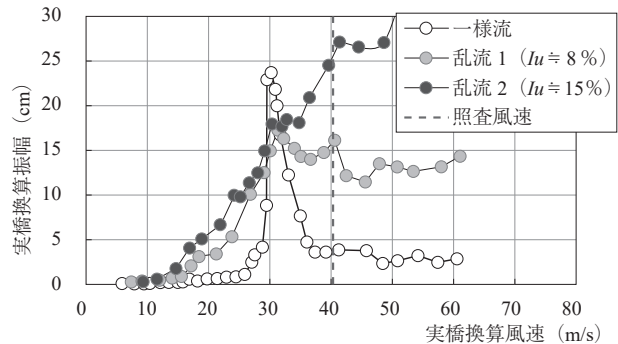


図 - 12 風下側桁 (I 期線橋梁) の動的応答特性 (海側風向, 迎角 5° , $\delta = 0.03$)

4.3 耐風安定性評価

(1) 渦励振

乱流試験 1 ($Iu \approx 8\%$) では、海側風向・迎角 5° 、風下側桁 (I 期線橋梁) 以外は明確な渦励振は発生せず、乱流試験 2 ($Iu \approx 15\%$) ではいずれの風向・迎角でも渦励振は発生しないことから、海側風向・迎角 5° 、I 期線橋梁に絞って耐風安定性評価を実施した。

構造減衰と共振振幅の関係を図 - 13 に示す。耐風安定性評価に使用した構造減衰は、I 期線橋梁建設時に実施された実橋振動計測結果の $\delta = 0.044$ を引用した³⁾。その結果、渦励振振幅は 18.2 cm と推算され、文献 5) を参考に算定した耐力照査振幅 24.1 cm は下回るが、振動回数 200 万回に相当する疲労照査振幅 16.6 cm を超過する結果となった。

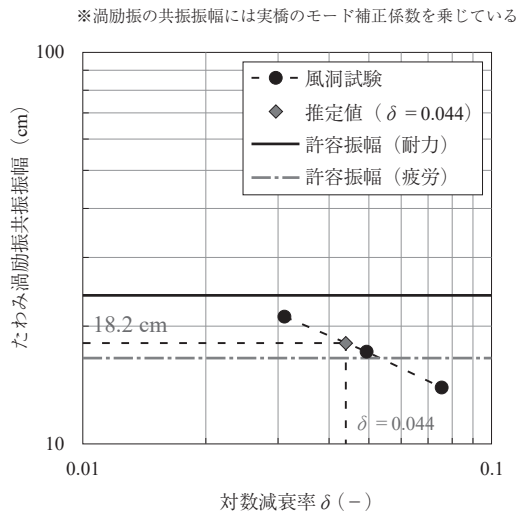


図 - 13 風下側桁（I期線橋梁）の構造減衰と共振振幅の関係（海側風向・迎角 5°）

ただし、渦励振共振風速は 30 m/s 付近と発生頻度が低い現象であるため、使用期間中の共振風速範囲の発生確率を文献 4) に基づき算定するとともに、風洞試験結果より想定される桁の発生応力を求め、マイナー則により累積損傷度を算出した。

その結果累積損傷度は 1 を大きく下回るため、疲労でも健全性が保たれることを確認した。

(2) ガスト応答

乱流試験 2 ($Iu \approx 15\%$) では渦励振は発生しなかったが、前項で照査した渦励振の共振振幅より大きなガスト応答振幅が確認されたため、ガスト応答に対しても耐風安定性を照査した。照査対象は、ガスト応答振幅がもっとも大きくなった乱流試験 2・海側風向・迎角 5°・I期線橋梁とした。ただし、風洞試験では、乱流による渦励振振幅の低減効果を見るのが主目的であるため、実橋で想定される最低レベルの乱れ強さ ($Iu \approx 8\%$, 15%) で試験を実施した。したがって、実橋で想定される乱れ強さ範囲は試験条件よりも大きく、実橋のガスト応答振幅は風洞試験結果より増加する可能性が残る。一方、風洞試験で生成された乱流は橋軸方向に強い相関（橋軸方向の風の揺らぎが同時に起こる）をもつため、試験結果よりもガスト応答振幅が小さくなる可能性が残る。以上のことから、実橋で想定される乱れ強さの最大レベル ($Iu \approx 24\%$) かつ空間相関が弱い条件（ディケイファクター $k = 7$ ）のガスト応答解析を実施した。

図 - 14 にガスト応答解析と風洞試験結果を示す。照査風速付近のガスト応答振幅は、振動回数 200 万回に相当する疲労照査振幅 16.6 cm 以下に収まることが確認され、耐風安定性を満足する結果となった。

5. おわりに

並列するエクストラロード橋の耐風安定性の検討を実施した。その検討成果を以下のまとめる。

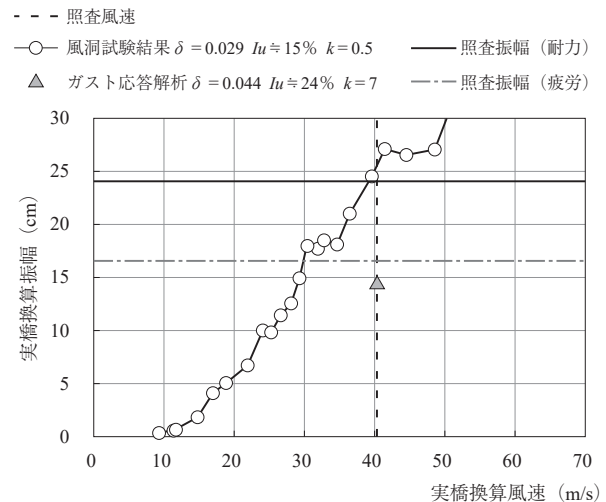


図 - 14 主流方向乱れ強さとガスト応答振幅

- ① 急峻な地形である本橋の架橋場所において、気流解析と実風観測により耐風安定性検討において考慮する必要がある迎角や乱れ強さなどの風特性を定量的に把握できた。
 - ② 並列橋の渦励振特性は、単独橋とは異なり、風下側桁の迎角 5° 付近、迎角 -5° 付近で単独橋よりも大きな振幅となる。
 - ③ 渦励振が大きくなる I期線橋梁（風下側桁）の海側風向、迎角 5° において、既済の構造減衰で振動回数 200 万回に相当する許容振幅を上回る結果となるものの、風速頻度を考慮した疲労照査を実施した結果、耐風安定性を満足することを確認した。
 - ④ 乱れ強さ 15% の乱流試験では、風速 40 m/s の照査風速付近で渦励振振幅を超過するガスト応答振幅が確認されたが、現地の風環境を考慮したガスト応答解析を実施した結果、耐風安定性を満足することを確認した。
- 以上のように、本検討では現地の風環境を適切に考慮したうえで本橋の空力特性を正確に把握するとともに、I期線橋梁建設時の実橋振動計測結果から引用した構造減衰を用いて疲労に対する健全性を検討した結果、耐風安定性を満足できることを確認した。本検討が、今後の同種橋梁の耐風設計の一助となれば幸いである。

参考文献

- 1) 四條ほか：超小型多目的簡易風洞試験ツール (S-VFD) の開発、土木学会第 63 回年次学術講演会、2008.9
- 2) 道路橋耐風設計便覧
- 3) 佐川ほか：波形鋼板ウェブエクストラロード橋の施工と振動実験 - 日見夢大橋 -、プレストレストコンクリート、Vol.46、No.5、2004.9
- 4) 安井ほか：“疲労損傷評価のための暴風の累積作用時間の簡易評価方法”、日本建築学会技術報告集、第 19 巻、第 42 号、2013
- 5) 宇佐美ほか：栗東橋の耐風設計、橋梁と基礎、2006.9

【2018 年 11 月 2 日受付】