

(10) 合角大橋 (PC斜張橋) の耐風設計について

埼玉県 土木部	ダム砂防課	川田貢三
同 上	合角ダム建設事務所	根岸明昌
新構造技術㈱	総合技術部	正会員 ○小川富士夫
同 上	東京支店	下田 隆

1. はじめに

合角^{かっかく}さざなみ大橋は、埼玉県秩父郡吉田町と小鹿野町を流れる荒川水系 赤平川支川 吉田川に建設中の合角ダムによって水没する町道の付け替え道路の一部として、ダム湖に突き出した半島を挟んで架けられる橋梁である。橋梁形式は、PC2径間連続斜張橋とPC2径間連続Tラーメン橋の道路橋である。

斜張橋部の支間長は 126.5mと長いため固有振動数が低く、有効幅員が 7mと狭いため B/H (全幅B、桁高H) が小さくなり、構造形式によっては台風や季節風で施工中および完成後に振動を起す可能性がある。また、支間中央部に設置するバルコニーの影響も心配される。

本文は斜張橋部の構造形式選定時および詳細設計時の『道路橋耐風設計便覧』(以下、便覧と称する。)に基づいた耐風設計について報告するものである。

なお、構造形式選定時と詳細設計時の耐風設計結果については、建設省土木研究所との確認を行なった。

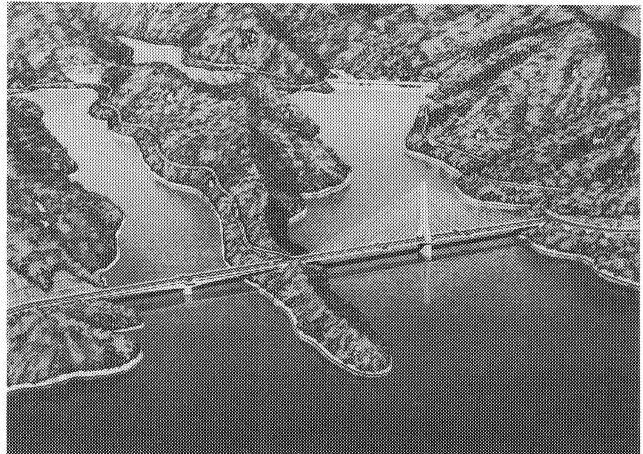


図-1 完成予想図

2. 基本構造

道路規格：3種4級

橋 格：1等橋 (TL-20)

橋梁形式：上部工 PC2径間連続斜張橋

下部工 壁式橋脚

基礎工 直接基礎

橋 長：255.0m

支 間 長：2@126.5m

有効幅員：車道 7.0m

平面線形：R=∞

縦断線形：0.810%

横断勾配：1.5%

3. 構造形式比較検討

斜張橋の構造形式は、主桁断面形状、主塔形状(橋脚部も含む)、斜材の側面配置形式、主桁の支持形式の4つの要素で構成されている。これらを組み合わせた構造形式の中から耐風安定性に優れた形式を選定するために、図-2に示す検討フローに基づいて行なった検討結果について述べる。

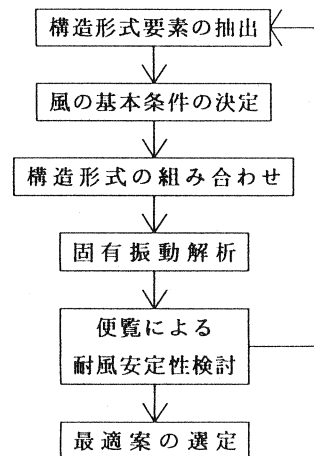


図-2 検討フロー

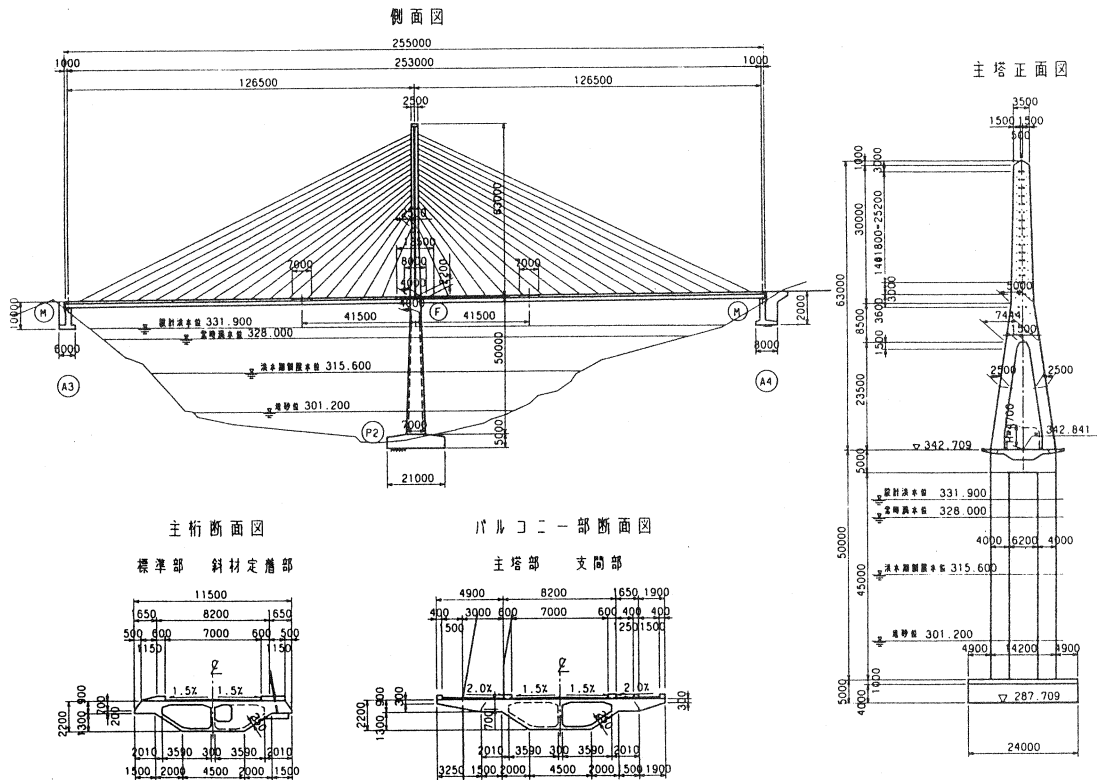


図-3 全体一般図

3-1 構造形式要素

基本構造条件を踏まえ今までの実績を基に表-1に示す構造形式要素を抽出した。主桁断面形状および主塔形状寸法については図-4、図-5に示す。

3-2 風の基本条件

本橋の架設地点での風観測結果がないため、便覧に基づき次のように基本条件を決定した。

- 1) 基本風速 : $U_{10} = 30.0 \text{ m/s}$
- 2) 地表粗度区分: IIIおよびII
- 3) 設計基準風速: $U_d = 24.9 \text{ m/s}$ (III)
 31.2 m/s (II)
- 4) 乱れ強さ : $I_d = 0.25$ (III)
 0.17 (II)
- 5) 構造減衰 : $\delta = 0.02$

表-1 構造形式要素

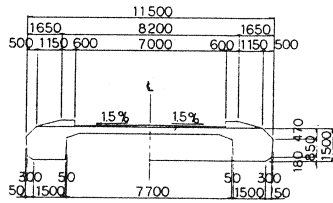
構造形式要素	要素種類
a. 主桁断面形状 図-4	①エッジター断面 (2主桁) ②ウインドノーズ付きエッジター断面 (Windnose 2主桁) ③箱桁断面 (Box桁)
b. 主塔形状 図-5	①H型 ②逆Y型 ③A型
c. 斜材の側面配置形式	①ハープ形式 (2面吊) ②ファン形式 (2面吊)
d. 主桁の支持形式	①剛結ラーメン形式 (剛結) ②連続桁形式 (ピン結合) ③フローティング形式

3-3 構造形式の組み合わせ

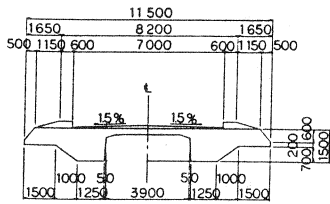
構造形式の組み合わせは表-2に示すように行なった。支持形式のフローティングの場合は主桁のねじり剛性の高いBox桁で検討した。支間中央部のバルコニーについては主塔形状が逆Y型について行なった。

表-2 構造形式組み合わせ

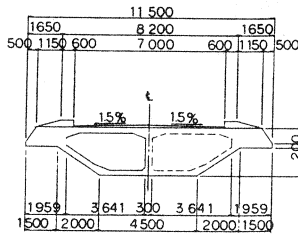
構造形状	BOX桁			2主桁		Windnose 2主桁		
	剛結	剛結	び結合	70-Fタイプ	剛結	び結合	剛結	び結合
A型	○	△	●	▽	◇	□	◇	◇
ハープ	○	△	●	▽	◇	□	◇	◇
H型	○	△	●	▽	◇	□	◇	◇
ファン	○	△	●	▽	◇	□	◇	◇
H型	○	△	●	▽	◇	□	◇	◇
ハープ	○	△	●	▽	◇	□	◇	◇
逆Y型	○	△	●	▽	◇	□	◇	◇
ファン	○	△	●	▽	◇	□	◇	◇
最終形状	★							



エッグター断面(2主桁)



Windnose 2主桁
エッグター断面



箱桁断面(BOX桁)

図-4 主桁断面図

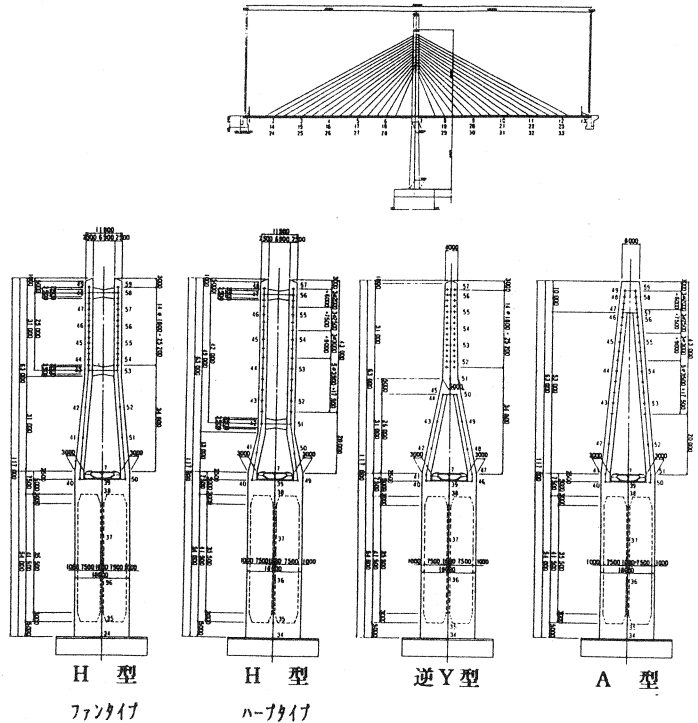


図-5 主塔形状図

表-3 固有振動解析結果

構造形状	振動モード	固有振動数 f (Hz)									
		BOX桁			2主桁		Windnose 2主桁				
		剛結	剛結	び結合	70-Fタイプ	剛結	び結合	剛結	剛結	剛結	び結合
A型	たわみ	逆対称1次	0.370	0.366	0.310	0.309	0.299				
		対称1次	0.802	0.802	0.716	0.716	0.686				0.299
		逆対称1次	2.99	2.97	1.35	1.36	1.84				1.88
H型	たわみ	逆対称1次	0.379	0.373	0.166	0.314	0.313	0.303			0.301
		対称1次	0.822	0.820	0.820	0.730	0.730	0.699			0.699
		逆対称1次	2.52	2.49	2.49	1.32	1.32	1.83			1.82
H型	たわみ	逆対称1次	0.383	0.379	0.317	0.317	0.306				0.305
		対称1次	0.802	0.802	0.716	0.716	0.686				0.686
		逆対称1次	2.48	2.45	1.28	1.28	1.79				1.78
逆Y型	たわみ	逆対称1次	0.521	0.518	0.513	0.208	0.428	0.428	0.409	0.408	0.408
		対称1次	0.820	0.818	0.820	0.818	0.728	0.728	0.698	0.698	0.697
		逆対称1次	2.78	2.69	2.78	2.78	1.42	1.44	1.97	1.92	1.97
最終形状	たわみ	逆対称1次	0.383	0.379	0.317	0.317	0.306				0.305
		対称1次	0.766	0.766	0.716	0.716	0.686				0.686
		逆対称1次	2.70	2.70	1.44	1.44	1.97	1.92	1.97	1.92	1.92

※着色された等価質量が小さい方の固有振動数fで発生風速を推定する。

3-4 固有振動解析

固有振動解析は図-5に示すように振動特性が損なわれない範囲で節点数を減らした状態で立体解析を行なった。支点条件は、橋台部は橋軸直角方向を固定、橋脚部は直接基礎のため橋脚付根を全方向固定とした。材質条件は、主桁、主塔コンクリートは $\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$ 、橋脚部は $\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$ 、斜材はSEEI工法F500PHを想定した。解析結果を表-3に示す。発現風速の推定に用いる値は主桁に着目した等価質量の小さい固有振動数(着色部)を用いて行なった。

3-5 耐風安定検討

a. 発散振動(ギャロッピング、ねじれフラッター、曲げねじれフラッター)

一度発生すると風速のわずかな増加により急激に応答振幅が大きくなり、直ちに破壊が起こる危険性がある発散振動は、図-6に示すように2主桁とフローチング支持形式で照査風速よりも低い風速で起こる可能性があることがわかった。

たわみの照査風速: $U_{rg} = 1.2 \times U_d$ $U_{rg} = 29.9\text{m}$ (Ⅲ), 37.5m (Ⅱ) (式-1)

ねじれの照査風速: $U_{rf} = E_{rl} \times 1.2 \times U_d$ $U_{rf} = 35.9\text{m}$ (Ⅲ), 43.1m (Ⅱ) (式-2)

補正係数 $E_{rl} = 1.20$ (Ⅲ), 1.15 (Ⅱ)

たわみの発現風速: $U_{cg} = 8 \times fh \times B$ (式-3), ねじれの発現風速: $U_{cf} = 2.5 \times f\theta \times B$ (式-4)

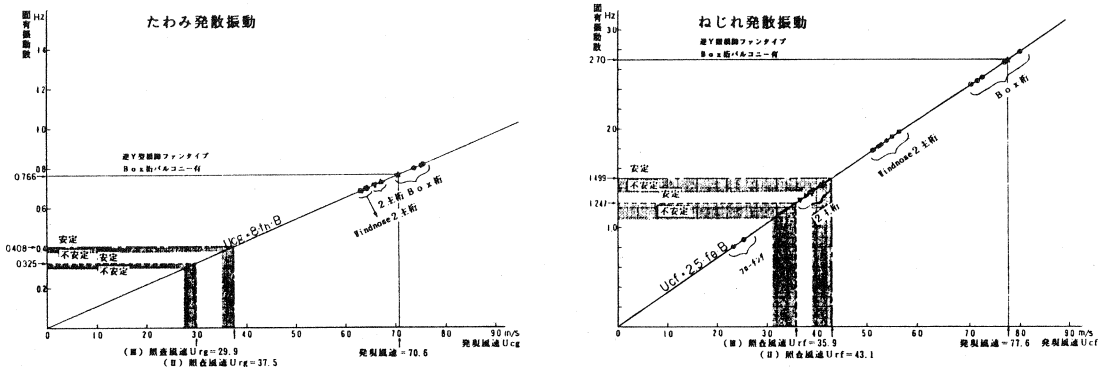


図-6 発散振動の発現風速

b. 渦励振

比較的低風速時の限られた風速域で鉛直たわみ、あるいはねじれ振動として発生し、ある振幅以上には発達せず、すぐに構造物が破壊にいたることがない渦励振は、図-7に示すようにB o x桁のねじれ振動以外で設計基準風速よりも低い風速で起こる可能性があることがわかった。このときの応答振幅を(式-7)~(式-10)で推定してみると図-8に示すように振幅の許容値に対して10%以内になっているのがわかった。

たわみの発現風速: $U_{cvh} = 2.0 \times fh \times B$ (式-5), ねじれの発現風速: $U_{cv\theta} = 1.33 \times f\theta \times B$ (式-6)

たわみの最大振幅: $h_c = \frac{E h \times E_{th}}{m \times \delta} \times \rho \times B^3$ (式-7), 許容振幅: $h_a = 0.04/fh$ (式-9)

補正係数: E_h, E_{th}

ねじれの最大振幅: $\theta_c = \frac{E \theta \times E_{t\theta}}{I_p \times \delta} \times \rho \times B^4$ (式-8), 許容振幅: $\theta_a = 2.28/(b \times f\theta)$ (式-10)

補正係数: $E_\theta, E_{t\theta}$

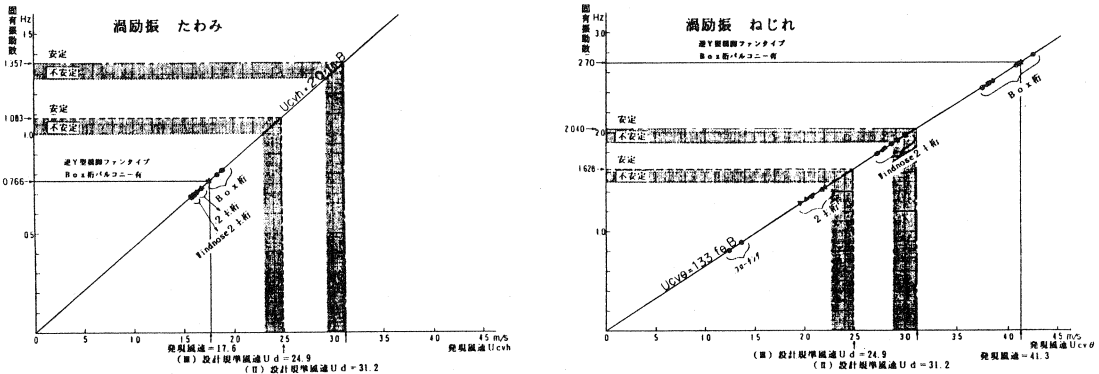


図-7 渦励振の発現風速

以上の結果をまとめるとBox桁、Windnose 2主桁は耐風安定上問題ない主桁断面形状であることがわかった。また、主塔形状、斜材の側面配置形式、主桁の支持形式(フローチング支持形式を除く)、バルコニーの有無についてはどの形式を組み合わせても特に大きな差異がないこともわかった。

最適構造形式の選定条件は耐風安定性以外にも耐震性、施工性、経済性、景観などの条件があり、これらを総合的に判断して、主桁形状 Box桁断面、主塔形状 逆Y型、橋脚形状 壁式、斜材配置形式 ファン形式、主桁支持形式 剛構造を採用することとした。

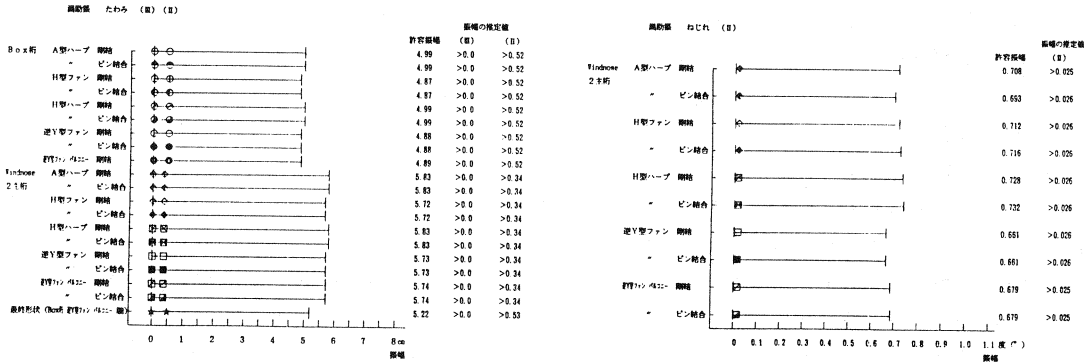


図-8 渦励振応答振幅の推定値

4. 詳細設計断面の耐風安定性

最適構造形式と選定された形式について詳細設計を行ない、図-3に示す最終形状について完成系および架設系の耐風安定性の照査を行なった。

4-1 完成系

a. 風の基本条件

風の基本条件は「3. 構造形式比較検討」と同じ。

b. 固有振動解析

固有振動解析は図-9に示す骨組み図を基に行なった。発見風速の推定に用いる値は主桁に着目した等価質量小さい固有振動数を用いる。

たわみ $f_h = 0.766 \text{ Hz}$, ねじり $f_\theta = 2.70 \text{ Hz}$

c. 発散振動

発散振動について(式-1)から(式-4)を用いて発見風速を推定してみると図-6に示す★印のように、たわみ、ねじれとも照査風速よりも十分に高い値となっている。

たわみ $U_{cg} = 70.6 \text{ m} > U_{rg} = 29.9 \text{ m(III)}, 37.5 \text{ m(II)}$

ねじれ $U_{cf} = 77.6 \text{ m} > U_{rf} = 35.9 \text{ m(III)}, 43.1 \text{ m(II)}$

d. 渦励振

渦励振について(式-5)と(式-6)を用いて発見風速を推定してみると図-7に示す★印のように、ねじれでは設計基準風速を上回っているが、たわみでは下回っている。応答振幅を(式-7)と(式-9)

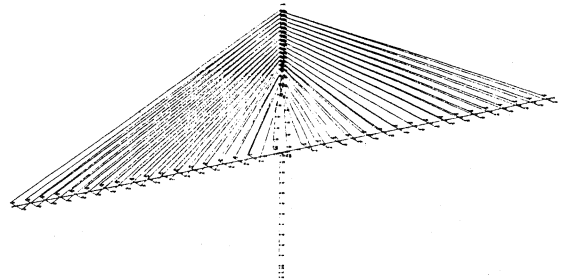


図-9 固有振動数解析骨組み図

から推定してみると許容振幅 5.22cmに対して 0.53cmと約 10%程度になっている。以上のことから完成系については耐風安定性上問題のない構造形式であることがわかった。

4-2 架設系

a. 風の基本条件

架設時は(1)完成時に比べ強風に晒される確率が低くなる。(2)完成時と構造諸元、支持形式などが異なる。などの条件により基本風速は完成時より低く設定することになる。よって便覧にしたがって求めた風の基本条件を示す。

- | | | | |
|-----------|-----------------------------------|-----------|-------------------------|
| 1) 基本風速 | : $U_{1.0E} = 21.0\text{m/s}$ | 2) 地表粗度区分 | : IIIおよびII |
| 3) 設計基準風速 | : $U_{dE} = 17.5\text{m/s}$ (III) | 4) 乱れ強さ | : $I_{wE} = 0.23$ (III) |
| | 21.9m/s (II) | | 0.16 (II) |
| 5) 構造減衰 | : $\delta = 0.02$ | | |

b. 固有振動解析

架設系の固有振動解析は耐風安定性上最も不利になる最終の片持ち架設ブロック部を打設した荷重状態の場合について行なった。骨組みは図-9と同じものを使用する、ただし、最上段の斜材、支保工打設部のブロック自重、橋面荷重は考慮しない。また、ワーゲン荷重として一か所当たり 120tfを考慮した。支承条件としては橋台部を全方向自由とした。

以上の条件で求めた固有振動数は、たわみ $f_h = 0.604\text{Hz}$ 、ねじり $f_\theta = 1.748\text{Hz}$ である。

c. 発散振動

(式-1)から(式-4)を用いて発散振動の照査風速および発現風速を推定してみると、たわみおよびねじれとも発現風速が照査風速より十分に高いことがわかった。

たわみ $U_{cg} = 55.6\text{m} > U_{rg} = 22.7\text{m}$ (III), 28.8m (II)

ねじれ $U_{cf} = 50.3\text{m} > U_{rf} = 27.3\text{m}$ (III), 3.32m (II)

d. 渦励振

(式-5)と(式-6)を用いて渦励振の発現風速を推定してみると、たわみの発現風速が設計基準風速を下回っているのでたわみの渦励振が発生する可能性がある。その振幅を(式-7)と(式-9)で推定すると許容値 6.6cmに対して 1.0cm以下となっている。

以上のことから架設時についても耐風安定性上問題のない構造形式であることがわかった。

5 あとがき

構造形式選定から詳細設計までの『道路橋耐風設計便覧』を用いた耐風安定性の検討についてまとめると、現在までに数々の風洞実験が行われた実績を基に構造形式の抽出を行った結果、風洞実験を行わなくても合角大橋として最適の構造形式が選定することができた。なお、この主桁断面形状は佐賀県呼子町に架かる呼子大橋¹⁾とほぼ同じ寸法であり、2次元および3次元模型による風洞実験が行われている。

現在主塔部の橋脚を施工中であり、今後主桁の片持ち張り出し架設に移ってから斜材の風に対する制振対策が問題となる。詳細設計においては、本橋の斜材がシングルケーブルであるため、励振力の小さなレインパイプレーション等に対して粘性ダンパーによる制振装置を考えている。

最後に、耐風安定性の検討を行うにあたり、多大なご指導をいただいた建設省土木研究所構造研究室 佐藤室長ならびに設計関係者各位に感謝の意を表します。

6. 参考文献

- 1) 呼子大橋 工事誌 佐賀県農林部 平成元年3月