

長大吊橋のPWSハンガーの耐風性に関する研究

Study on aerodynamic characteristics of the PWS hanger for the long span suspension bridge

近藤鷹舒*、奥田 基**、河口浩二***、山崎武文****

Munenobu KONDOH, Motoi OKUDA, Kouji KAWAGUCHI, Takefumi YAMAZAKI

* (株) 長大 国際事業本部 (〒110-0015 東京都台東区東上野5-1-5)

** 国際建設技術協会 技術研究所 (〒102-0083 東京都千代田区麹町5-3-23)

*** 本州四国連絡橋公団第三建設局 (〒722-0036 広島県尾道市東御所町1-20)

**** 工修 (株) 長大 長大橋部 (〒305-0821 茨城県つくば市春日3-22-6)

On the Akashi Kaikyo Bridge, the PWS (Parallel Wire Strand) cable was used for the hanger rope instead of a strand rope of the CFRC (Center Fit Rope Core) type, because the hanger rope of the PWS type is strong enough and convenient to maintain 100~200m length of long hanger ropes. On the other hand, wind load causes harmful vibration and large displacement to the PWS hanger ropes. Hence aerodynamic behavior of the PWS hanger, especially on gust response analysis for three dimensional structural model of the Akashi Kaikyo Bridge was studied and the safety of fatigue for the PWS hanger ropes by random wind load was also investigated.

Key words: aerodynamic behavior, the PWS hanger, the CFRC hanger, long suspension bridge, gust response analysis, safety of fatigue

1. はじめに

1998年4月に開通した本州四国連絡橋の明石海峡大橋は、完成時の橋長3,911m、中央支間長1,991mの世界一の長大吊橋である。図-1に設計時の明石海峡大橋の概要図を示す。

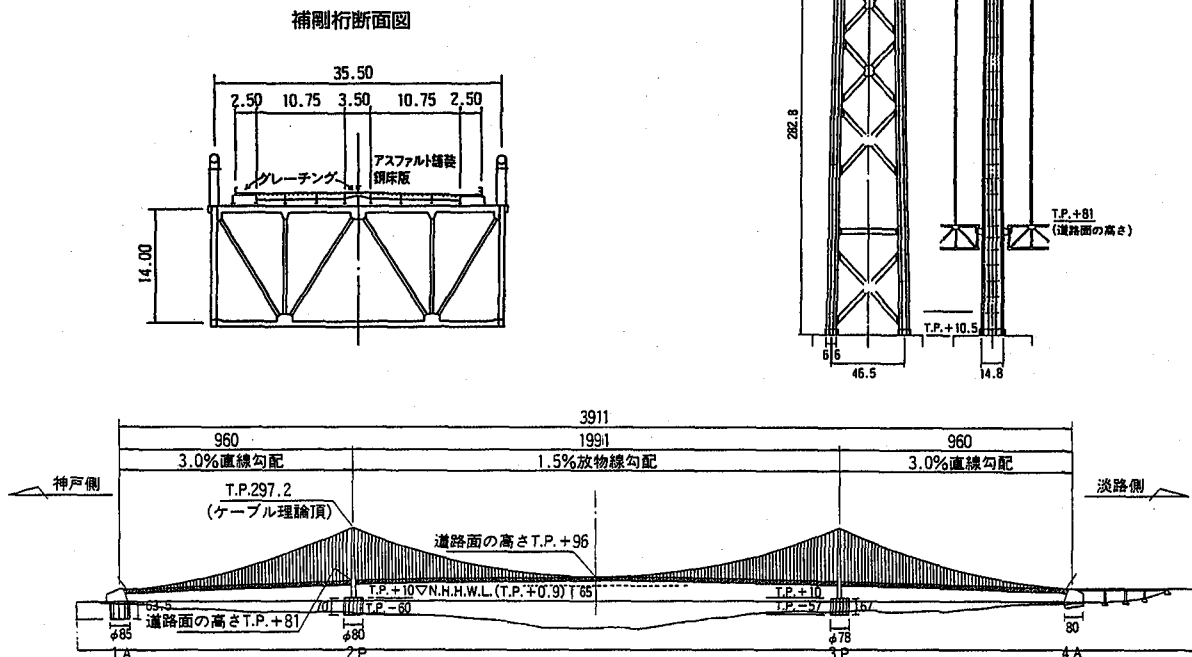


図-1 明石海峡大橋の概要図 (本州四国連絡橋公団パンフレットより転載)

従来、我が国の長大吊橋のハンガーシステムとして、図-2に示すようなCFRC (Center Fit Rope Core) 型のストランドロープを、ケーブルバンド上で鞍掛けし、桁側で支圧定着する方式が一般的であった¹⁾。しかし、従来のCFRCハンガーには下記のような問題があった²⁾。

①CFRCは、綱より線であるため、付加張力により戻りが生じて塗膜が割れたり、鞍掛けバンド部からの雨水の侵入など、防錆上の欠陥がある。

②そのため、CFRCハンガーの採用は、再塗装や取り替え等が前提となるが、長大吊橋ではハンガー長が長いため、メンテナンスに過大な費用が掛かる。

従って、明石海峡大橋に従来のCFRCハンガーを採用した場合、南備讃瀬戸大橋と比べてハンガーロープ長の延長で約4倍、ハンガーロープ塗装面積で約3倍となるため、莫大なライフサイクルコストが予想された²⁾。

そのため、本橋の設計に当っては、長大斜張橋で多用されているPE管被覆平行線ケーブル(PWS:Parallel Wire Strand)を上下端でピン定着するハンガーシステムの適用を検討したが、長大吊橋ハンガーには斜張橋ケーブルとは異なる特有の構造特性があり、採用に当っては種々の問題点の解明が必要かつ重要であった^{2)、3)}。

すなわち、PWSケーブルには高強度で維持管理面で優れているという利点がある反面、長大吊橋のハンガーに適用した場合、風による振動が発生しやすいことや、ケーブルと桁との大きな相対変位に伴って、定着部に曲

げが発生するといった特性があるため、本研究では、明石海峡大橋の設計に先立って、これまでほとんど研究や報告がなされていなかったPWSハンガーの耐風性に関する検討を行った。特に渦励振による限定振動やガスト応答による累積疲労損傷度については解析的な検討を試み、PWSハンガーの安全性の確認や設計に配慮すべき項目等について考察した。

2. PWSハンガーの定着構造

PWSハンガーシステムは、ケーブルバンド、ハンガーロープおよび桁側定着構造により構成される。

長大吊橋は、暴風時の水平荷重により橋軸方向、橋軸直角方向とも大きな変位が生じるため、本橋の変形対処構造として、橋軸直角方向変位が比較的小さい長ハンガー部分には、図-3に示す橋軸方向1方向ピン定着構造を、橋軸直角方向変位が大きく、定着部の回転で曲げを緩和する必要があるハンガー部分には、図-4および図-5に示す全方向回転可能なユニバーサルジョイント構造の採用を基本としている^{2)、4)}。

ハンガーソケットは、図-6に示すような、ソケット口元部にエポキシ樹脂を充填して曲げ形状をスムーズにし、局所的な応力集中の軽減や疲労強度の向上を図った亜鉛・銅合金の鋳込み構造を採用している^{2)、4)}。

また、ケーブルバンドは、桁側定着構造との関係でピン定着横締め方式ケーブルバンドを採用している^{2)、5)}。

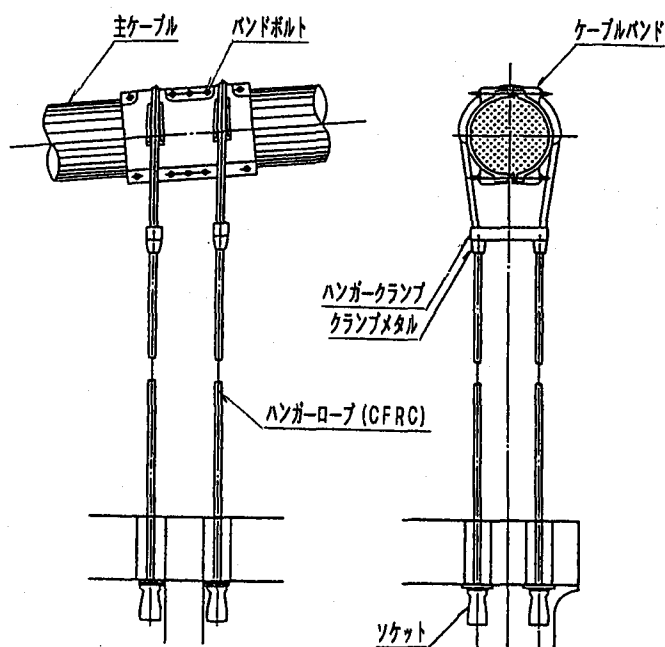


図-2 従来のCFRCハンガー構造

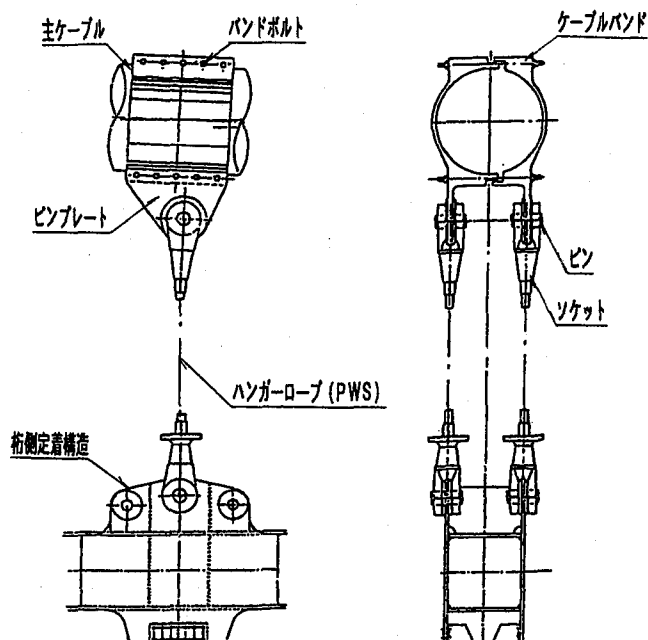


図-3 1方向ピン定着構造

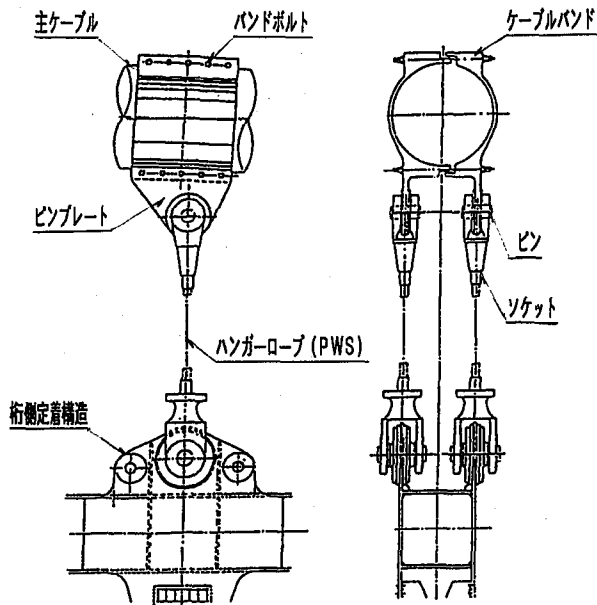


図-4 ユニバーサルジョイント構造

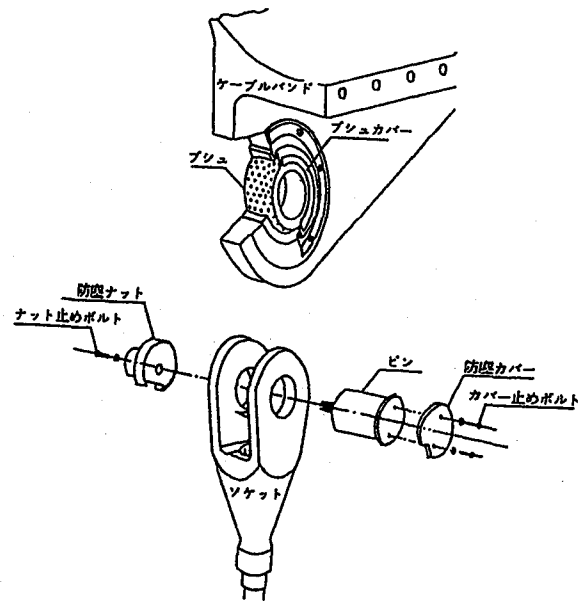


図-5 ユニバーサルジョイントの概念

3. 耐風構造解析モデル

長大吊橋は、風荷重により橋軸直角方向に大きな変形が生じる特性があるため、耐風構造解析においては、ハンガー張力や変形が正確に算出されるように、ハンガー間隔、本数および剛性等を忠実に評価した吊橋全体系骨組モデルに対して、立体構造解析を行った。また、本橋のハンガー構成は1格点当り2本のハンガーを有するダブルハンガーであるため、これについても忠実にモデル化した。補剛桁については、その回転中心に部材を有する"フィッシュボーンモデル"に変換した^{4)、5)}。図-7に耐風構造解析モデル図を示す。

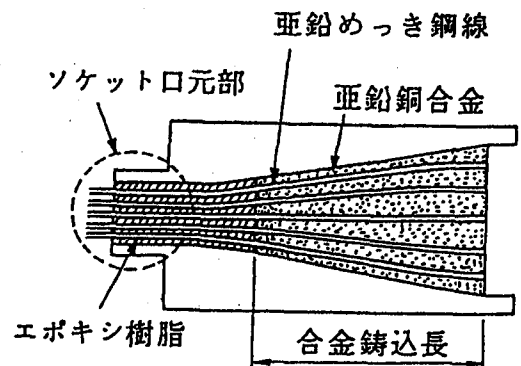


図-6 ソケット構造

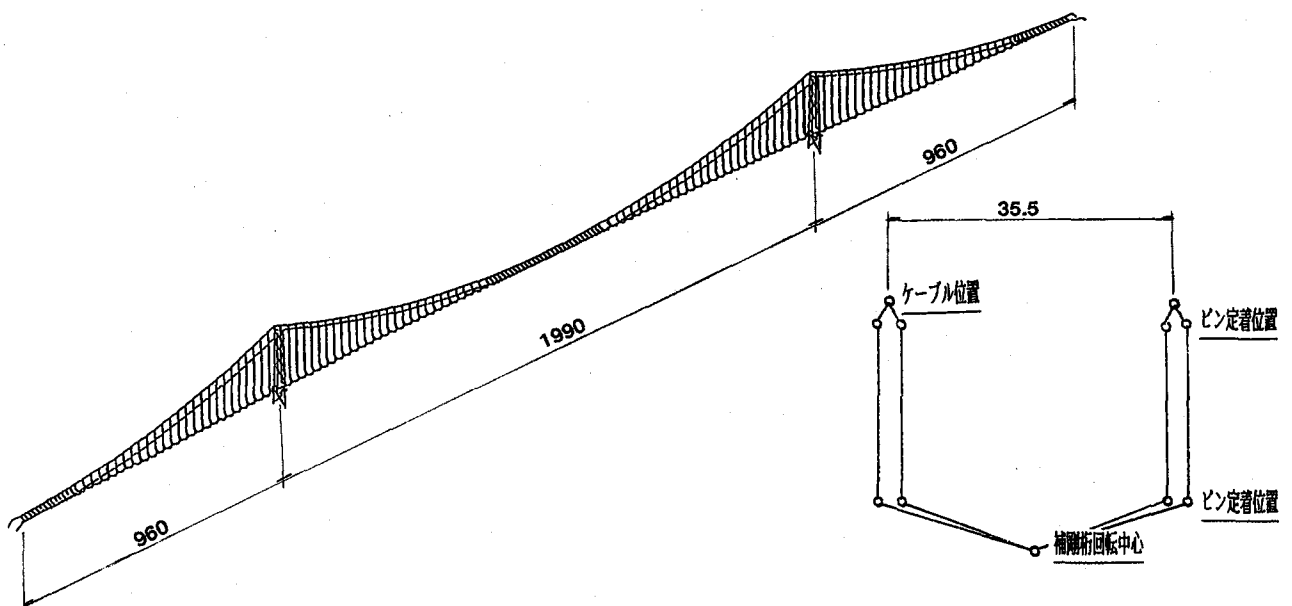


図-7 耐風構造解析モデル

4. PWSハンガーの応力照査法

4.1 PWSハンガーの曲げ応力算定式

長大吊橋のPWSハンガーでは、暴風時にハンガー一定着部の角折れによる曲げ応力が発生する。

ケーブルの曲げ応力算定式としては、式(1)に示すWyattの理論式⁷⁾が一般に知られている。(図-8参照)

$$\sigma_M = 2 \cdot \tan \phi \cdot \sqrt{\sigma_N \cdot E} \quad (1)$$

ここに σ_M : ケーブル定着部の曲げ応力

ϕ : ケーブル定着部の折れ角

E : ケーブルの弾性係数

この理論式は円形の1本素線が対象であるため、PWSハンガーのように素線の集合体としてのケーブルにはそのまま適用することが出来ない。そのため本四公団では、図-9に示すようなソケット前面に0~8度のテーパー座金を挿入したPWSケーブルの曲げ引張試験を実施し、設計上の曲げ応力評価法の検討を行っている²⁾。

実験で得られたPWSケーブルの発生曲げ応力の比率は、図-10に示すように、Wyattの理論式の30~50%であった。これは、素線の集合体としてのケーブルでは素線間の摩擦により曲げ応力が発生する区間が分散し、最大曲げ応力が低減されるためと考えられた。

また、斜張橋ケーブルを対象とした2次曲げ応力の実験では、50~60%の低減係数が得られたと報告されている⁸⁾。

これらの実験結果を基にして、本橋のPWSハンガー一定着部の曲げ応力は、実橋との誤差や安全性等を考慮に入れて、式(2)に示す、Wyattの理論式の60%で算定するものとした^{2)、4)}。

$$\sigma'_M = 0.6 \sigma_M \quad (2)$$

ここに σ'_M : PWSハンガー一定着部の曲げ応力

4.2 PWSハンガーの応力照査式

PWSハンガーの応力照査は、ハンガー張力による軸応力とハンガー一定着部の曲げ応力を考慮した、式(3)に示す応力照査式により行なうものとした^{2)、4)}。

$$\sigma = \sigma_N + \sigma'_M < \sigma_a \quad (3)$$

ここに σ : PWSハンガーの応力

σ_N : PWSハンガーの軸応力

σ_a : PWSハンガーの許容応力

5. PWSハンガーの耐風性検討

5.1 PWSハンガーの風による振動性状

PWSケーブルを多用している斜張橋では、風によるケーブルの振動として、レインバイブレーション、ウエイクギャロッピングおよび渦励振が知られており、多くの研究や報告がなされているが^{9)、10)}、PWSハンガーにおいても同様の現象が発生する可能性が考えられた。

また、斜めハンガーを採用したイギリスのセバーン橋では、開通8年後から疲労による破断が始まり、大がかりな補強を余儀なくされたことは有名である^{11)、11)、12)}。その原因として、斜めハンガー特有のトラス作用

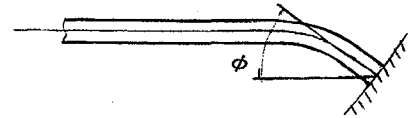


図-8 ケーブル定着部の折れ角

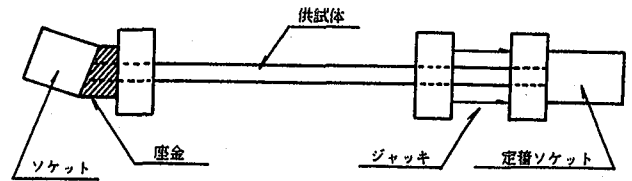


図-9 PWSケーブルの曲げ引張試験供試体

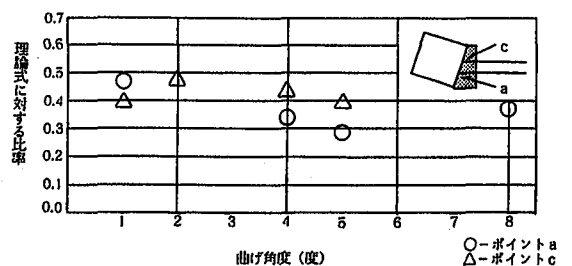


図-10 PWSケーブルの理論式に対する発生応力比率

による過大な変動応力や、設計仕様を大幅に上回る車両荷重等の他、渦励振や風の乱れによるバフティング(ガスト応答)による累積疲労等の風の影響についても指摘されている。

本橋のPWSハンガーは、斜張橋ケーブルやセバーン橋ハンガーとは、規模や構造等で根本的な相違点があるが、上記のような種々の見解を参考にして、PWSハンガーの耐風性に関する考察や解析を行った^{2)、4)}。特にこれまでほとんど研究報告がなされていない、吊橋ハンガーの風の乱れによる不規則振動については、ガスト応答解析を行って、累積疲労損傷に対する安全性の照査を行った^{3)、4)}。

5.2 レインバイブレーション

レインバイブレーションは、傾斜したケーブルを有する斜張橋で多くの事例が報告されている振動で、降雨時のケーブル上に形成されるリブレットの脈動により、傾斜円柱の空力的不安定性が助長されて生じる振動現象である。これまでの研究成果によると、風向方向に下り勾配をもつケーブルに発生し、しかもケーブル面に対して45度方向からの風の入射時に振幅が最大になることが判明しているが¹⁰⁾、本橋のPWSハンガーは鉛直であるため、雨水による著しい水路形成はないと考えられることや、ケーブル径が120mm以下ではほとんど発生例が見られない⁹⁾ことから、ケーブル径が80mm程度の本橋のPWSハンガーでは、この振動の発生の可能性は小さいと考えられた。

5.3 ウェイクギャロッピング

ウェイクギャロッピングは、並列ケーブルなどで風上側ケーブルの後流（ウェイク）の影響により生じる振動現象で、風洞試験や実橋観測等により、ケーブル径(D)とケーブル間隔(S)の比 S/D が2～5程度で発生しやすく¹⁰⁾、これ以上の間隔になると後流の影響が弱まり発生しにくくなることが知られている^{10)、14)}。

本橋のPWSハンガーでは、設計時

$$S/D = 8 \sim 9 \quad (4)$$

程度と想定しており、現状では距離と振動の関係がまだ十分、定量的に捉えられているとは言えないが、本橋では、この振動の発生の可能性は小さいと考えられた²⁾。

5.4 渦励振

渦励振は、ケーブルの風下に発生する交番渦列（カルマン渦）に、ケーブルの固有周期が同調した場合に生じる振動現象で、円形ケーブルでは一般的に見られる振動である。

本橋のPWSハンガーでも、渦励振の発生は予測されたため、解析的な検討を行うものとした。

5.5 ガスト応答（パフェッティング）

ガスト応答（パフェッティング）は、主流方向の風の乱れによる不規則強制振動で、ケーブルに危険な自励振動ではないが、長期的には疲労の問題につながる可能性がある。

本橋のPWSハンガーでは、暴露面積があまり大きくないことから、ハンガーそのものの振幅は特に大きくはないが、 S/D が10程度になるとウェイクギャロッピングよりも高風速でのガスト応答が発生しやすい¹⁰⁾ことや、補剛桁およびケーブルの振動の結果生じる、ハンガーの折れ角による累積疲労が問題となるため、ガスト応答解析を実施して、変動風荷重による累積疲労損傷度照査を行うものとした。

6. PWSハンガーの渦励振の推定

6.1 発振風速算定式

渦励振の発振風速の算定には、実験等によるストローハル数の想定が必要であるが、ここでは図-11で表わされる無限円柱のストローハル数(S)と、レイノルズ数(Re)の関係から想定した¹⁴⁾。

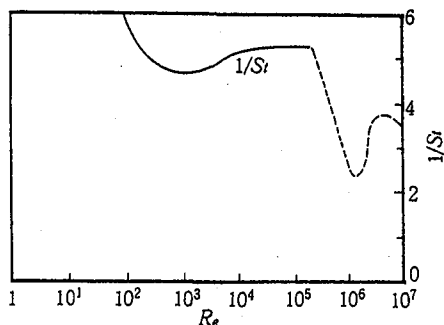


図-11 円柱のストローハル数とレイノルズ数の関係

図-11より、PWSハンガーに用いるPE管被覆平行線ケーブルの場合、レイノルズ数は、式(5)の範囲にある。

$$Re = U \cdot D / \nu = 5.4 \times 10^3 \sim 2.7 \times 10^5 \quad (5)$$

ここに U : 風速 (=1～50m/s)

D : ハンガー径 (=0.081m)

ν : 空気の動粘性係数 (=1.50×10⁻⁵m²/s)

図-11より、ストローハル数は、

$$1/S = U / f D \approx 5 \quad (6)$$

ここに f : 渦の発生周波数

式(6)は、渦の発生周波数とPWSハンガーの固有振動数が一致した場合に、渦励振が生じるとして扱うことができる¹⁵⁾。

PWSハンガーの固有振動数は、式(7)で算定出来る¹⁵⁾。

$$f_n = (n/2L) \sqrt{gT/W} \quad (7)$$

ここに n : モード数

L : ハンガーロープ長

g : 重力加速度

T : ハンガー張力 (≈100 tonf)

W : ハンガー重量 (=0.0267 tonf/m)

いま、 $f = f_n$ と置くと、式(6)、(7)より

$$(n/2L) \sqrt{gT/W} = S \cdot U / D \quad (8)$$

従って、モード数は、式(9)で表わされる。

$$n = (2LSU/D) \sqrt{W/gT} \quad (9)$$

これにPWSハンガーの諸元を代入すると、発振風速は、式(10)で表わされる。

$$U_{cr} = 38.8 n / L \quad (10)$$

6.2 発振風速と振動数の算定

PWSハンガー長が50m、100m、200mの3ケースについて、モード毎の渦励振の発振風速と振動数を算定した。

算定結果を表-1に示す。

表-1 渦励振発振風速と振動数

モード	L=50m		L=100m		L=200m	
	U_{cr} (m/s)	f(HZ)	U_{cr} (m/s)	f(HZ)	U_{cr} (m/s)	f(HZ)
1	0.78	1.92	0.39	0.96	0.19	0.48
2	1.55	3.38	0.78	1.92	0.39	0.96
3	2.33	5.75	1.16	2.87	0.58	1.44
4	3.10	7.66	1.55	3.83	0.78	1.92
5	3.88	9.58	1.94	4.79	0.97	2.39
6	4.66	11.49	2.33	5.75	1.16	2.87
7	5.43	13.91	2.71	6.71	1.35	3.35
8	6.21	15.33	3.10	7.66	1.55	3.83
9	6.98	17.24	3.49	8.62	1.75	4.31
10	7.76	19.16	3.88	9.58	1.94	4.80

6.3 解析結果の考察

渦励振発振風速と振動数算定結果より、下記のような

ことが判明した²⁾。

- (1) 5 Hz以下の低振動数の振動が、2 m/s 以下の極低風速時に発生する。
- (2) 振幅が大きくなる可能性のある低振動数の振動は、風速の安定しない微風域であり、大きな振幅の渦励振の発生の可能性は少ない。
- (3) PWSハンガー長が50 mのケースでは、風速の安定する7～8 m/s 以上の風速域で予想できる振動は、18 Hzを超える高サイクル、高次モード振動であり、大振幅に発達するとは考えられない。
- (4) 低風速域の渦励振は、解析上共振振幅やハンガーの折れ角が微少であるため、本橋で採用したソケット構造(図-6参照)では、定着部の変動応力が疲労限以下に十分収まっていると推定され、渦励振による疲労に対しては問題ないと考えられる。

7. PWSハンガーのガスト応答による累積疲労照査

PWSハンガーのガスト応答による累積疲労損傷度は、図-12の解析フローに従って照査するものとした。

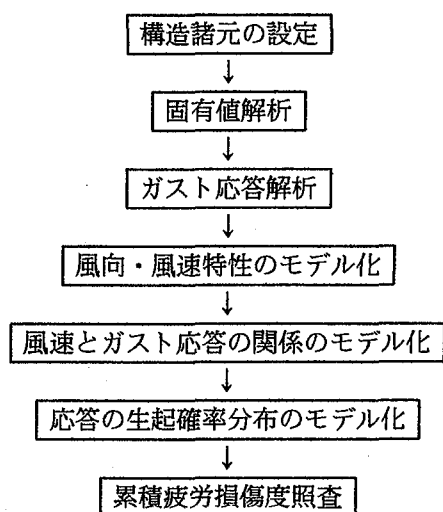


図-12 ガスト応答による累積疲労損傷度解析フロー

7.1 照査着目点

ガスト応答解析による照査着目点は、抗力によるハンガー折れ角が最大となる中央径間中央部と、ハンガー折れ角が約10度となる中央径間中央部から213 m主塔寄りの2点とした。

7.2 ガスト応答解析法

ガスト応答解析の応答値は、吊橋全体系立体骨組モデルによる抗力、揚力、空力モーメントの3成分のガスト応答解析で得たハンガー張力およびハンガー折れ角を、式(11)により合成して求めた¹⁸⁾。

3成分のガスト応答値=平均応答値の和

$$+\sqrt{\text{ガスト応答増分の2乗和}} \quad (11)$$

なお、ガスト応答解析には(株)長大所有の「変動風

による応答解析プログラム」を使用した。

7.3 風特性の分析

解析に必要な風特性は、本四公団が1964.4～1984.3の20年間にわたって実施した、垂水観測塔での風観測記録¹⁷⁾を分析し、下記のような条件で解析を行った^{3)、14)、18)}。

7.3.1 風向特性

風向の発生頻度は、風観測記録より得られた風配図より仮定した¹⁷⁾。本橋の橋軸方向が南北軸に対して約50度(ほぼNE=SW方向)にあることから、橋軸直角方向から両側に45度の方向をガストの影響範囲と考えると、全体で61.9%となった。本解析では余裕を見て、65%をガスト応答に影響を与える風向の生起頻度(P_D)とした。

$$P_D = 0.65 \quad (12)$$

図-13に、風配図を示す。

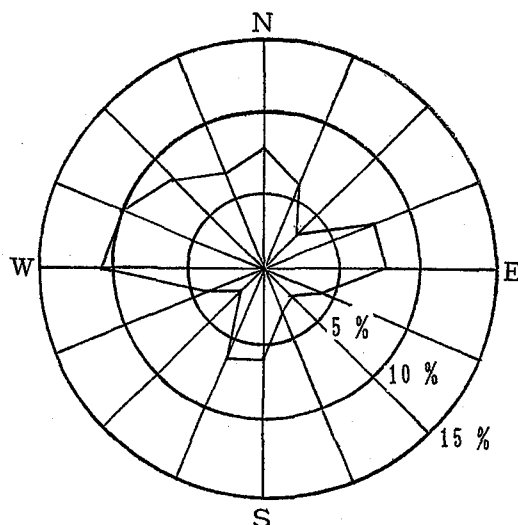


図-13 風配図

7.3.2 風速特性

風速の生起頻度分布は、基本的には風向毎に異なるが、風向毎の生起頻度分布を仮定したとしても必ずしも解析精度の向上が期待できないため、本解析では全風向の合計で風速の生起頻度分布を代表させるものとした。風速の生起頻度分布は、式(13)に示すWeibull分布に従うものと仮定し^{3)、4)、14)、18)、19)}、パラメータC、Kは、風速の累積相対頻度分布より得られた値を採用した¹⁷⁾。

$$f(V) = (K/C) \cdot (V/C)^{K-1} \cdot \exp \{-(V/C)^K\} \quad (13)$$

ここに C: 尺度定数 (=5.73)

K: 形状定数 (=1.48)

V: 風速

図-14に、風速の生起頻度分布と累積相対頻度分布を示す。

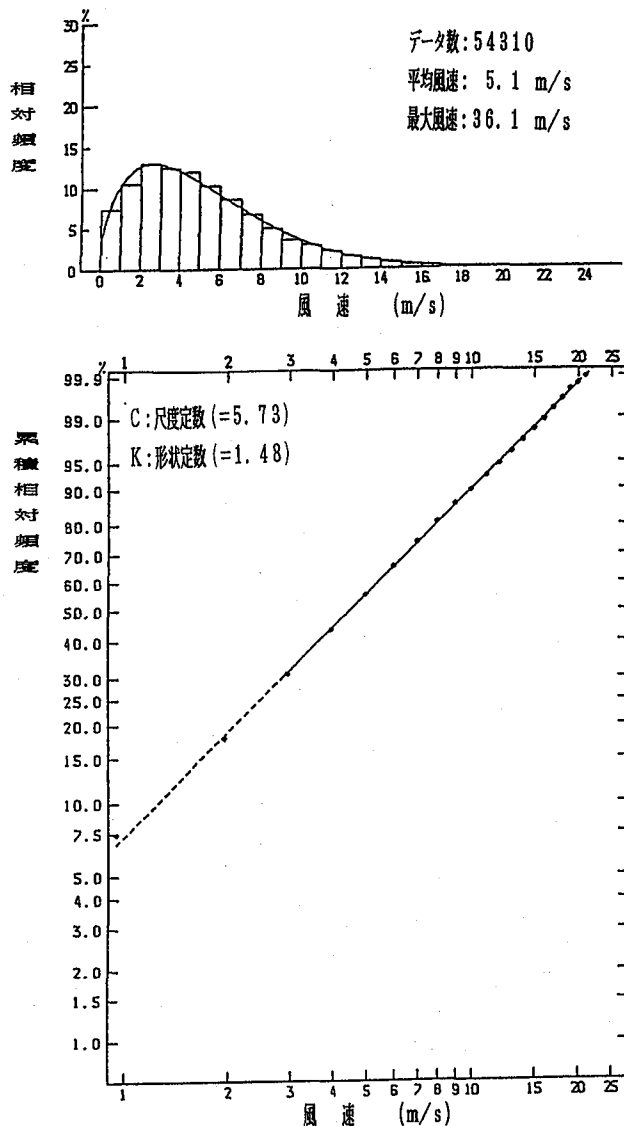


図-14 風速の生起頻度分布と累積相対頻度分布

7.3.3 応答の標準偏差

応答の標準偏差と平均風速との間には、式(14)の関係が成り立つものと仮定した^{3), 4)}。

$$\sigma = AV^2 \quad (14)$$

ここに A: 比例定数

7.3.4 応答振幅の生起確率分布

ガストによる応答振幅の生起確率分布は、式(15)に示すRayleigh分布に従うものと仮定した^{3), 4), 14)}。

$$g(V, y) = y/\sigma^2 \cdot \exp(-y^2/2\sigma^2) \quad (15)$$

ここに y: 応答振幅

σ : 応答の標準偏差

7.4 累積疲労損傷度照査条件^{3), 4)}

ガスト応答による累積疲労照査は、下記のような解析条件で行った。

7.4.1 PWSハンガーの耐用年数

PWSハンガーは半永久構造部材と考え、耐用年数は

$$T = 100 \text{ 年} \quad (16)$$

と想定した。

7.4.2 疲労設計曲線の指標

PWSハンガーに対する疲労設計曲線の傾きを表す指標は、直応力を受けるケーブルに対するS-N曲線²⁰⁾より

$$m = 5 \quad (17)$$

とした。

7.4.3 基本許容応力範囲

PWSハンガーのソケット定着部の、 2×10^6 回応力繰返し数に対する基本許容応力範囲は、本橋で採用したものと同種のソケット定着部に対して実施された疲労実験結果に基づいて、式(18)を採用した²¹⁾。

$$\sigma_0 = 25 \text{ kgf/mm}^2 \quad (18)$$

7.4.4 PWSハンガーの累積疲労損傷度照査式

ガスト応答によるPWSハンガーの累積疲労損傷度はハンガー張力と折れ角を応力に変換して、式(19)により照査した。

$$r = \frac{T f_0 P_D \int f(V) \int g(V, y) y^m dy dV}{2 \times 10^6 \sigma_0^m} < 1 \quad (19)$$

ここに r: 累積疲労損傷度

f_0 : 折れ角の期待振動数

図-15 にガスト応答による累積疲労損傷度照査方法の概念を示す。

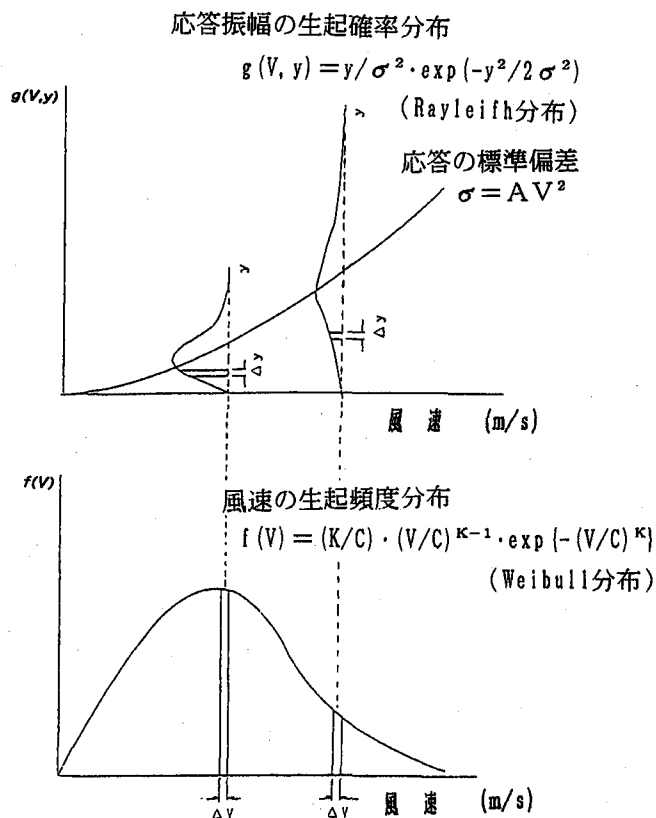


図-15 累積疲労損傷度照査方法の概念

7.5 照査解析ケース

ガスト応答による累積疲労損傷度照査解析ケースは、下記の通りとした。

- ①解析対象とする定着構造は、橋軸方向1方向ピン定着構造とユニバーサルジョイント構造の2種類とし、相互の比較を行った。
- ②ユニバーサルジョイント構造については、球面の摩擦係数 $\mu=0.15$ を考慮し、摩擦が切れるまでの曲げ応力を考慮した。
- ③ガスト応答のような変動風速による不規則振動応答が対象であるため、ダブルハンガーの”片効き”の影響を考慮したケースについても解析した。
- ④疲労限応力を考慮したケースと無視したケースについても解析した。疲労限応力は、

$$\sigma_{\text{limit}}=170\text{MPa}\approx 17\text{kgf/mm}^2 \quad (20)$$
 とした²⁰⁾。

7.6 応答値の期待振動数

2点の照査着目点に対して、吊橋全体系立体骨組みモデルによるガスト応答解析により、表-2に示すようなハンガー折れ角の抗力、揚力および空力モーメントの3成分の期待振動数を求めた。

表-2 折れ角の期待振動数

	中央径間中央部	中央部より213m
抗 力	0.0555HZ	0.0734HZ
揚 力	0.1887HZ	0.1633HZ
空力モーメント	0.2661HZ	0.2521HZ

本解析においては、応答の卓越する抗力成分の折れ角の期待振動数(f_0)で代表させるものとした。

7.7 累積疲労損傷度照査結果^{3), 4)}

図-16に、1例として抗力ガスト応答解析による、橋軸直角方向のPWSハンガーの相対折れ角図を示す。

また、累積疲労損傷度照査結果を表-3に示す。

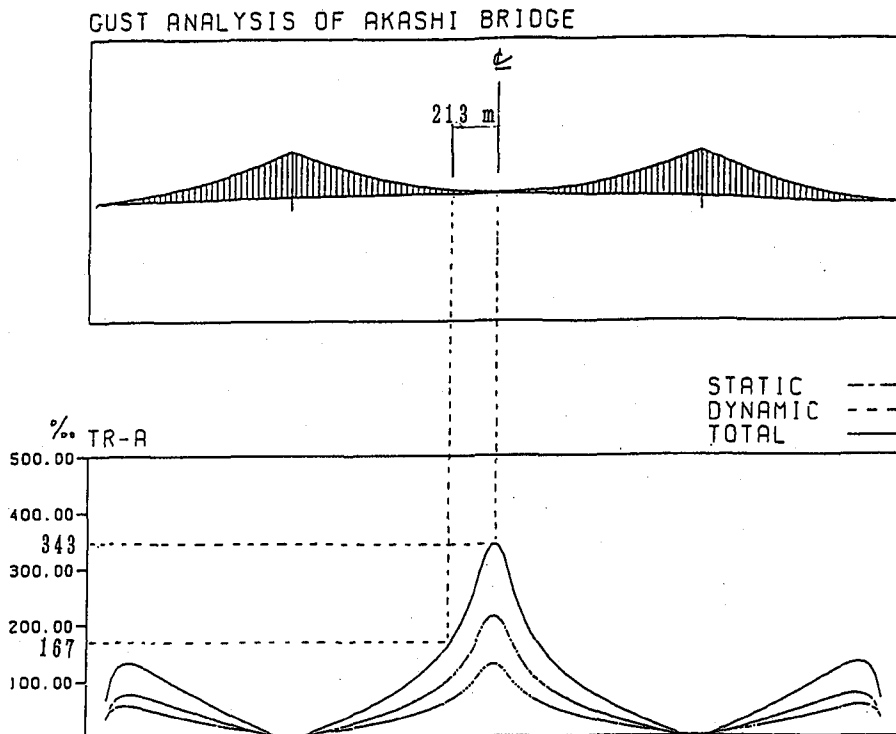


図-16 抗力ガストによるPWSハンガー相対折れ角

表-3 累積疲労損傷度照査結果一覧表

解 析 ケース	定 着 構 造	片効き 効 果	疲労限 応 力	累積疲労損傷度： r	
				中央径間中央部	中央部より213m
CASE 1	ピン定着	無 視	無 視	0.258	0.010
CASE 2	ユニバーサルジョイント	無 視	無 視	0.240	0.010
CASE 3	ピン定着	考 慮	無 視	1.840	0.053
CASE 4	ユニバーサルジョイント	考 慮	考 慮	1.670	0.036
CASE 5	ピン定着	無 視	考 慮	0.231	0.007
CASE 6	ピン定着	考 慮	考 慮	1.798	0.036

7.8 解析結果の考察

累積疲労損傷度照査結果より、下記のようなことが判明した^{3), 4)}。

- (1) 中央径間中央部では、定着構造や疲労限度力の影響に関係なく、“片効き”の影響を無視してダブルハンガーが均等に効くものと仮定したケースでは、累積疲労損傷度が過少で十分安全である。
- (2) 中央径間中央部では、“片効き”の影響を考慮したケースでは、全ての解析ケースで累積疲労損傷度が判定値1を超えており、推定疲労寿命は、1方向ピン定着構造で約55年、ユニバーサルジョイント構造では約60年と、耐用年数の約半分程度である。
- (3) 中央径間中央部より213mの着目点では、どのケースにおいても疲労に対してほとんど問題ない。
- (4) ユニバーサルジョイント構造は、ガスト応答による疲労に対してもある程度の効果が見られる。
- (5) 疲労限度力に関しては、“片効き”の影響を無視したケースではある程度影響が見られるが、“片効き”の影響を考慮したケースではほとんど影響はない。
- (6) 解析上“片効き”の影響がかなり大きいため、今後は実橋計測等により、動的な風荷重によるダブルハンガーの挙動の把握が必要である。

8. おわりに

本研究では、世界一の長大吊橋である明石海峡大橋のハンガーシステムに、これまでほとんど実績のなかったPWSケーブルのピン定着構造を適用するに当たって、特に問題と思われた耐風性について、定性的、定量的検討を行った。

特に、PWSハンガーの安全性に対して最も支配的であると思われたガスト応答については、設計対応が必要かつ重要であるため、実橋に忠実な吊橋全体系立体骨組みモデルに対して、ガスト応答解析による累積疲労損傷度照査を行って、PWSハンガーの安全性の確認と使用範囲の検討を行った。

その結果、暴風時橋軸直角方向曲げ応力が大きく、また“片効き”の影響により疲労損傷の恐れがある中央径間中央部の短ハンガー部は、部分的に従来のCFRCハンガーを、ハンガー長が15~60mのハンガー部にはユニバーサルジョイントを採用することとした^{2), 4)}。

最後に、本論文執筆に際してご指導戴いた、北海道大学大学院工学研究科佐藤浩一教授と、建設省土木研究所耐震技術研究センター保田雅彦センター長（前本州四国連絡橋公団第二管理局部長）に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 川田忠樹：現代の吊橋、理工図書、昭和62年12月
- 2) 河口浩二・福永勸：明石海峡大橋のバンド・ハンガー構造（その1）（その2）、本四技報 Vol. 18, No. 70, pp. 22~28, 1994. 4 & Vol. 18, No. 71, pp. 29~34, 1994. 7
- 3) 近藤廣舒・奥田基・河口浩二・山崎武文：長大吊橋のPWSハンガーのガスト応答解析による累積疲労照査、第52回土木学会年次学術講演会概要集第1部（A）、pp. 510~511, 1997. 9
- 4) 近藤廣舒・奥田基・河口浩二・山崎武文：長大吊橋ハンガーシステムの設計法について、鋼構造年次論文報告集第5巻、pp. 31~38, 1997. 11
- 5) 近藤廣舒・奥田基・河口浩二・山崎武文：ピン定着横締め方式ケーブルバンドに関する解析的研究、第53回土木学会年次学術講演会概要集第1部（A）、pp. 82~83, 1998. 10
- 6) Miyata, T.: " Comprehensive discussions on aero-elastic-coupled flutter control for very long span suspension bridges ", International Seminar on Long Span Bridges Aerodynamic Perspective, '98, Kobe
- 7) 本州四国連絡橋上部構造に関する調査研究報告書別冊2、吊橋のケーブルに関する検討：土木学会、1978. 3
- 8) 坂本良文・北条哲男・江口立也・矢野守俊：斜張橋用プレ防食型ケーブルの二次応力および曲げ疲労強度に関する検討、土木学会論文集, NO. 446/1-19, pp. 215~223, 1992. 4
- 9) 横山功一・日下部毅明：斜張橋ケーブルによる振動と対策、橋梁と基礎、Vol. 23, No. 8, pp. 75~84, 1989. 8
- 10) 構造物の耐風工学：（社）日本鋼構造協会〔編〕、東京電機大学出版局、1997. 11
- 11) 中村俊一：Severn橋についての英国側からの見解および技術的検討、橋梁と基礎、Vol. 22, No. 5, pp. 17~20, 1988. 5
- 12) ENR : Apr. 8 & Dec. 2, 1982
- 13) NCE : Apr. 15, Apr. 29 & Nov. 18, 1982
- 14) 橋と風：「橋と風」編集グループ、コスミック、平成2年8月
- 15) Niels J. Gimsing：吊形式橋梁—計画と設計—、建設図書、1990. 4
- 16) 明石海峡大橋耐風設計要領・同解説：平成2年2月本州四国連絡橋公団
- 17) 垂水観測塔風の20年集成：本州四国連絡橋公団、昭和60年2月
- 18) 統計学入門：東京大学教養部統計学教室編、pp. 129, 東京大学出版会、1991. 7
- 19) 大熊武司・神田順・田村幸雄：建築物の耐風設計、pp. 200, 鹿島出版会、1996. 3
- 20) 鋼構造物の疲労設計指針・同解説：〔社〕日本鋼構造協会編、技報堂出版、1993. 4
- 21) TETSUO HOJO : DEVELOPMENT AND PRACTICAL APPLICATION OF PRE-COATED PARALLEL WIRE CABLE FOR LARGE CABLE-SUPPORTED STRUCTURES (横浜国立大学学位論文) PP. 66~85, 1996. 6 (1998年9月18日受付)