

旧タコマナローズ橋のねじれフラッター特性 に関する解析的考察

米田昌弘¹・檜尾洋希²

¹フェロー会員 工博 近畿大学教授 理工学部社会環境工学科 (〒577-8502 東大阪市小若江 3-4-1)

²近畿大学大学院総合理工学研究科 (〒577-8502 東大阪市小若江 3-4-1)

旧タコマナローズ橋が落橋して 60 年以上が経過した現時点においても、旧タコマナローズ橋のねじれフラッター特性に関しては完全に解明されていない幾つかの疑問点が残されている。そこで、本研究では、出来る限り正確な旧タコマナローズ橋の構造諸元を算出するとともに、固有振動解析とねじれフラッター解析を実施して、旧タコマナローズ橋のねじれフラッター特性について考察を加えた。その結果、旧タコマナローズ橋では、ねじれフラッターの発現時にはセンタースティが有効に機能していなかったこと、もしセンタースティが有効に機能していた場合には、対称 1 次のねじれフラッターが発現したとの知見を解析的に提示した。

Key Words : old tacoma narrows bridge, torsional flutter, direct flutter FEM analysis, center-stay

1. まえがき

周知のごとく、1940 年 11 月 7 日、当時世界第 3 位の中央支間長 853m を誇った旧タコマナローズ橋が、わずか 19m/s の風でねじれフラッターを発現して落橋する事故が生じた。この落橋事故を契機として、風による振動現象に対する重要性が認識され、対象とした橋梁の動的な耐風安定性を風洞実験で検証するという、現在一般に実施されている耐風設計法の基本的な方針が確立されるに至った。その結果、現在では、風洞実験によって見い出された、アメリカ流のトラス形式とイギリス流の流線型箱桁形式が長大吊橋の補剛形式として採用されている。

ところで、公共事業における建設コスト縮減が大きな命題となっている現在、一般の鋼 I 桁橋では施工の省力化や工費の節減をはかるため、従来の多主桁形式から少数主桁形式へと移り変わりつつある。また、斜張橋では、アレックスフレーザ一橋に代表される 2 主桁形式が経済性の観点から国際入札には欠かせないタイプとして認識されている。このように、現在、吊橋以外の橋梁では、耐風安定性に関する検討とその重要性を十分に認識した上で、旧タコマナローズ橋と類似した桁断面形状を採用する傾向にある。

一方、わが国で計画されている紀淡海峡大橋や東京湾口大橋などの海峡横断プロジェクトを実現するためには、昨今の経済状況を考えた場合、更なる経済性を追求する必要がある。それゆえ、路面全体をオープングレーチング化する案などに加え、経済性のみに着目すれば旧タコマナローズ橋と類似した断面形状も再考の余地があると考えられる。ただし、言うまでもなく、旧タコマナローズ橋と類似した断面形状についてはねじれフラッター特性について十分な検討が必要となる。しかしながら、旧タコマナローズ橋が落橋して 60 年以上が経過した現時点においても、旧タコマナローズ橋のねじれフラッター特性に関しては完全に解明されていない幾つかの疑問点が残されている。

旧タコマナローズ橋が落橋した後に、Farquharson¹⁾が実施した一連の風洞実験結果によれば、ねじれフラッターの無次元限界風速は 2.34 となっている。したがって、実橋に換算すると 6m/s 強の風速からねじれフラッターが発現することになる。また、白石・松本ら²⁾も旧タコマナローズ橋を対象としたばね支持模型風洞実験を実施しているが、同様にねじれフラッターの無次元限界風速は、構造減衰によって幾分変化するものの、2~2.4 であることを報告している。これに対し、旧タコマナローズ

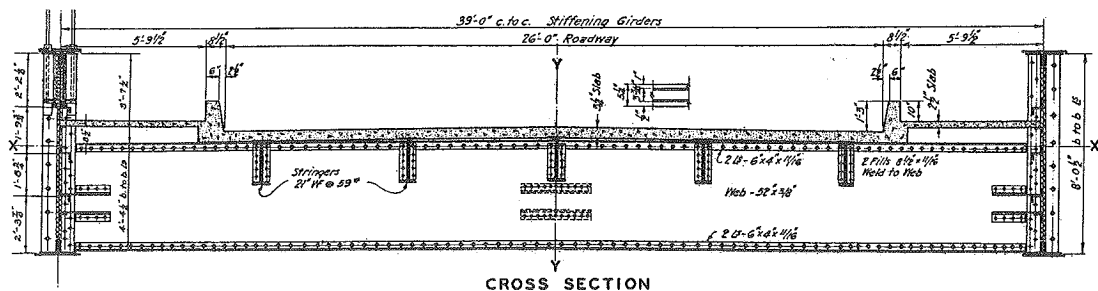


図-1 旧タコマナローズ橋の桁断面¹⁾

橋でねじれフラッターが発現した実際の風速は約 19m/s であり、旧タコマナローズ橋ではねじれフラッターの発現風速に対して大きな疑問が残されていた。なお、本論文では、旧タコマナローズ橋のねじれフラッター風速を約 19m/s としているが、風速観測（風速計）の不正確さからねじれフラッター風速は厳密に 19m/s でない可能性がある。また、旧タコマナローズ橋は海峡に対して約 25° の角度を持って架設されており、海峡に沿って風が作用していたと仮定した場合、橋軸直角方向に換算したねじれフラッター風速は $\cos 25^\circ$ を乗じた 17m/s 程度まで低下する可能性があることにも留意が必要である。

旧タコマナローズ橋では、ねじれフラッターが発現する 5 分前には鉛直たわみ対称 5 次（振動数は約 0.6Hz）の渦励振が発生しており、その後、突然にねじれ逆対称 1 次のねじれフラッターに移行したという事実が報告されている。この事実に着目し、八木・松本ら³⁾ は、旧タコマナローズ橋では鉛直たわみ振動とねじれ振動の間に空力干渉が生じ、ねじれフラッターの発現風速が 19m/s 程度まで大幅に引き上げられた可能性があるというきわめて興味深い研究成果を報告している。

一方、著者らは、旧タコマナローズ橋に対し、ねじれフラッターの発現風速に対する疑問に加え、以前より、対称 1 次のねじれフラッターが発現しないで逆対称 1 次のねじれフラッターが発現した事実に対しても強い疑問を抱いていた。この疑問に対し、旧タコマナローズ橋が落橋して 60 年以上が経過した現時点で、最新の解析法を用いて旧タコマナローズ橋の耐風安定性とわけねじれフラッター特性について再検証することは、今後の超長大吊橋を計画・建設する上で貴重な情報を提供するものと考えられる。

そこで、本研究では、出来る限り正確な旧タコマナローズ橋の構造諸元を算出するとともに、センタースティの有効性に着目した固有振動解析を実施し、

旧タコマナローズ橋のねじれ基本振動モードについて考察することとした。また、たわみ渦励振をも考慮した旧タコマナローズ橋のねじれフラッター解析を実施して、旧タコマナローズ橋のねじれフラッター特性について考察を加えた。その結果、旧タコマナローズ橋ではねじれフラッターの発現時にはすでにセンタースティが機能していなかったこと、センタースティが有効に機能していれば対称 1 次のねじれフラッターが発現していたこと、センタースティが機能していなかった状態で、一方の側径間の 1/2 区間に作用する風速が 19m/s よりもかなり低い場合（残りの 1/2 区間および中央径間ともう一方の側径間に作用する非定常空気力を考慮した場合）には実橋と同じ逆対称 1 次のねじれフラッターが発現することなどの知見が得られたことから、ここにその検討結果を報告する。

2. 旧タコマナローズ橋の構造諸元

旧タコマナローズ橋の構造諸元の一部は文献 1) や文献 4), 5) などに紹介されているが、本文では文献 1) を参照して出来る限り正確な構造諸元の算出を試みることにした。なお、文献 1) では長さとして ft, inch, 重さとして lb の単位が用いられているが、これらの換算値は以下の通りである。

$$1\text{inch}=0.0254\text{m}$$

$$1\text{ft}=0.3049\text{m}$$

$$1\text{lb}=0.4545\text{kgf}(=4.459\text{N})$$

参考までに、旧タコマナローズ橋の桁断面を図-1 に示す。また、構造諸元を表-1 にまとめる。なお、本論文の主旨を考えた場合、構造諸元の算出過程を明示することはきわめて重要と考えられることから、以下の各節で構造諸元の算出過程についても詳述する。

表-1 旧タコマナローズ橋の構造諸元

項目		構造諸量	
中央支間長		853 m	
側支間長		335 m	
支間長比		0.393	
ケーブル	サグ	71.2 m	
	サグ比	1/12	
	間隔	11.9 m	
	有効断面積	$2 \times 0.1228 = 0.2456 \text{ m}^2/\text{Br.}$	
	ヤング係数	186.2 kN/mm^2	
補剛桁	桁高	2.4 m	
	桁幅	11.9 m	
	断面 2 次モーメント	鉛直	$0.06 \text{ m}^4/\text{Girder}$
		水平	$4.87 \text{ m}^4/\text{Br.}$
ねじり定数	$1.08 \times 10^{-4} \text{ m}^4/\text{Girder}$		
死荷重	吊構造部	$59.45 \text{ kN/m}/\text{Br.}$	
	ケーブル	$23.85 \text{ kN/m}/\text{Br.}$	
	合計	$83.30 \text{ kN/m}/\text{Br.}$	
吊構造部重量慣性		$974.2 \text{ kN} \cdot \text{m}^2/\text{m}/\text{Br.}$	
ハンガー断面積		0.0032 m^2	
主塔	塔高	128 m	
	断面 2 次モーメント	面内	$0.844 \text{ m}^4/\text{Shaft}$
		面外	$2.072 \text{ m}^4/\text{Shaft}$
	ねじり定数	$0.418 \text{ m}^4/\text{Shaft}$	
重量	$147.49 \text{ kN/m}/\text{Tower.}$		
センタースティ断面積		11.40 cm^2	
ホールダウン部材の断面積		12.38 cm^2	

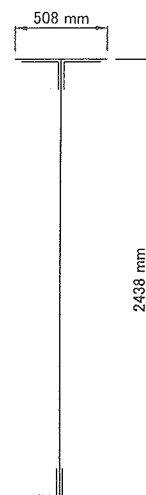


図-2 1本の主桁形状

(1) 支間長

旧タコマナローズ橋の中央支間長は 2800ft (853.7m)、側支間長は 1100ft (335.4m) であり、支間長比は $1100\text{ft}/2800\text{ft}=0.393$ である。

(2) ケーブル諸元

メインケーブルの直径はラッピングされた状態で 17.125inch (0.435m) との記述が認められる。したがって、ケーブル 1 本当たりの断面積は 0.149 m^2 と計算され、Allan Larsen⁵⁾ もケーブル 1 本当たりの断面積として 0.15 m^2 を採用している。しかしながら、実際の解析では有効断面積を採用する必要がある。文献 1) ではメインケーブルの有効断面積として $190.3 \text{ inch}^2/\text{cable}$ ($0.123 \text{ m}^2/\text{cable}$) と明記されていることから、次章以降で検討する固有振動解析やねじれフラッター解析ではこの値を採用する。一方、メインケーブルの弾性係数として $2.7 \times 10^7 \text{ lb/inch}^2$ の記述がある。したがって、解析で用いるべき弾性

係数は

$2.7 \times 10^7 \text{ lb/inch}^2 = 1.90 \times 10^7 \text{ tonf/m}^2 (186.2 \text{ kN/mm}^2)$ となる。

ケーブルの総重量は 3817tonf と明記されている。ケーブルのサグ比は 1/12 であることから、ケーブル長を計算すれば 1,570m となる。したがって、ケーブルの単位長さ当たりの重量は $2.431 \text{ tonf/m}/\text{Br.}$ ($23.85 \text{ kN/m}/\text{Br.}$) となる。さらに、メインケーブル間隔は 11.9m であることから、ケーブルの重量慣性モーメントを計算すれば $86.06 \text{ tonf} \cdot \text{m}^2/\text{m}/\text{Br.}$ ($844.2 \text{ kN} \cdot \text{m}^2/\text{m}/\text{Br.}$) と算定できる。

(3) 補剛桁諸元

補剛桁は、39ft (11.89m) 離れた 2 本の主桁 (I 断面桁) から構成されている。それぞれの主桁は、高さが 96inch (2.438m) で厚みが 0.5inch (1.27cm) のウェブプレートと 4 枚のアンクル材 ($8 \text{ inch} \times 6 \text{ inch} = 0.2032 \text{ m} \times 0.1524 \text{ m}$, 厚みが 0.5inch = 1.27cm) および幅が 20inch (0.508m) で厚みが 0.5inch (1.27cm) の 2 枚のカバープレートから構成されている。すなわち、図-2 に示すような主桁となる。この主桁 1 本当たりの面内断面 2 次モーメントを計算すれば概ね 0.06 m^4 程度となる。図-1 からわかるように、2 本の主桁は横桁で連結されている。また、高さ 21inch (0.533m) の縦桁が 5 本設置され、厚さ 5.25inch (13.335cm) のコンクリートスラブ (路面の幅は 26ft = 7.927m) が設置されているが、旧タコマナローズ橋ではウェブの中間付近に路面が配置されていることから、これらが面内の曲げ剛性に及ぼす影響は非常に小さい。

ねじれ定数については明確な数値が提示されていない。開断面として主桁1本当たりのねじれ定数を計算すれば $J=2.29 \times 10^{-6} \text{ m}^4/\text{桁}$ となる。また、コンクリートスラブのねじれ定数をヤング係数比7で算定すれば $J=2.12 \times 10^{-4} \text{ m}^4/\text{Br.}$ となる。したがって、コンクリートスラブの寄与を考慮した主桁1本当たりのねじれ定数 J は $J=1.08 \times 10^{-4} \text{ m}^4/\text{桁}$ となる。なお、そりねじり剛性(曲げねじり剛性)については、次章で述べるように各主桁をそれぞれモデル化(格子モデルを採用する)することによって考慮するものとした。

補剛桁の面外剛性は主桁2本分のみで計算すると $4.383 \text{ m}^4/\text{Br.}$ 、コンクリートスラブの影響を考慮すると $4.873 \text{ m}^4/\text{Br.}$ となる。本研究では、コンクリートスラブを考慮した $4.873 \text{ m}^4/\text{Br.}$ を採用することとした。

単位長さ当たりの重量として、文献1)には、 $2850 \text{ lb}/\text{ft}/\text{cable}$ の記述があり、換算すれば、 $4.25 \text{ tonf}/\text{m}/\text{cable}=8.50 \text{ tonf}/\text{m}/\text{Br.}(83.3 \text{ kN}/\text{m}/\text{Br.})$ となる。なお、この値は平井⁴⁾とAllan Larsen⁵⁾が提示した値とも等しい。

次に、重量慣性モーメントについて記述する。吊構造部の重量は $8.50-2.43=6.07 \text{ tonf}/\text{m}/\text{Br.}(59.45 \text{ kN}/\text{m}/\text{Br.})$ であるが、このうち、主桁2本分の重量は主桁断面積に比重を乗ずれば

$$0.062 \text{ m}^2 \times 7.85 \text{ tonf}/\text{m}^3 \times 2 \\ =0.973 \text{ tonf}/\text{m}/\text{Br.}(9.54 \text{ kN}/\text{m}/\text{Br.})$$

となる。したがって、コンクリートスラブ、横桁、縦桁などの重量は、

$$6.07 \text{ tonf}/\text{m}/\text{Br.}-0.973 \text{ tonf}/\text{m}/\text{Br.} \\ =5.097 \text{ tonf}/\text{m}/\text{Br.}(49.95 \text{ kN}/\text{m}/\text{Br.})$$

と算定される。道路橋耐風設計便覧⁶⁾を参考にして、主桁を除く重量は主構幅 B に0.3を乗じた位置に集中して作用するものと考えれば、主構部の重量慣性モーメントは

$$0.973 \text{ tonf}/\text{m}/\text{Br.} \times (11.9 \text{ m}/2)^2 \\ +5.097 \text{ tonf}/\text{m}/\text{Br.} \times (0.3 \times 11.9 \text{ m})^2 \\ =99.41 \text{ tonf} \cdot \text{m}^2/\text{m}/\text{Br.}(974.2 \text{ kN} \cdot \text{m}^2/\text{m}/\text{Br.})$$

となる。さらに、ケーブルの重量慣性モーメントを考慮すれば、旧タコマナローズ橋の総重量慣性モーメントは

$$79.56 \text{ tonf} \cdot \text{m}^2/\text{m}/\text{Br.}+99.41 \text{ tonf} \cdot \text{m}^2/\text{m}/\text{Br.} \\ =178.97 \text{ tonf} \cdot \text{m}^2/\text{m}/\text{Br.}(1753.9 \text{ kN} \cdot \text{m}^2/\text{m}/\text{Br.})$$

と推定できる。Allan Larsen⁵⁾は旧タコマナローズ橋の重量慣性モーメントとして $177.73 \text{ tonf} \cdot \text{m}^2/\text{m}/\text{Br.}(1741.8 \text{ kN} \cdot \text{m}^2/\text{m}/\text{Br.})$ を提示しているが、この値は本研究の推定値と非常に良く一致している。

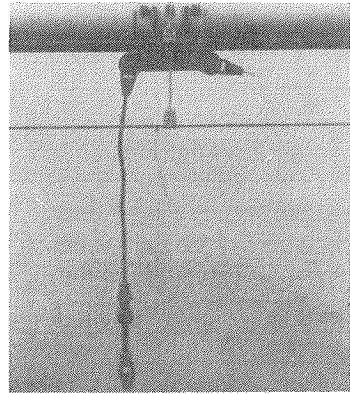


写真-1 センタースティの切断状況¹⁾

(4) 主塔諸元

主塔高さは420ft.(128.06m)である。また、各主塔の重量は1926tonfとの記述があることから、単位長さ当たりの重量は

$$1926 \text{ tonf}/128 \text{ m}=15.05 \text{ tonf}/\text{m}/\text{tower} \\ =7.525 \text{ tonf}/\text{m}/\text{shaft}(73.745 \text{ kN}/\text{m}/\text{shaft})$$

となる。したがって、主塔の断面積は $7.525/7.85=0.958 \text{ m}^2/\text{shaft}$ と計算できる。文献1)には基部付近のタワー断面が提示されている。このタワー断面を参考にして、等価板厚 t_e を計算すると $t_e=0.0367 \text{ m}$ となり、これらから断面2次モーメントとねじれ定数を算定すれば

$$I_{\text{主塔面内}}=0.844 \text{ m}^4/\text{shaft} \\ I_{\text{主塔面外}}=2.072 \text{ m}^4/\text{shaft} \\ J=0.418 \text{ m}^4/\text{shaft}$$

となる。なお、タワーの横つなぎ材についてはタワーと同じ値を仮定した。

(5) センタースティ

旧タコマナローズ橋がねじれフラッターによって落橋した原因の一つとして、センタースティの切断が考えられている⁷⁾。また、実際、落橋後には写真-1に示すようにセンタースティの切断も確認されている。

旧タコマナローズ橋では、センタースティとして直径1.5inch(3.81cm)のロッドが採用され、中央径間中央点のそれぞれ上・下流側に1対が設置されている。両端はヒンジで主桁側にはターンバックルを介して取り付けられているが、ここではすべて直径1.5inch(3.81cm)のロッド(断面積は 11.40 cm^2)で構成されているものと仮定した。

(6) ホールドダウン

旧タコマナローズ橋では直径25/16inch(3.97cm,

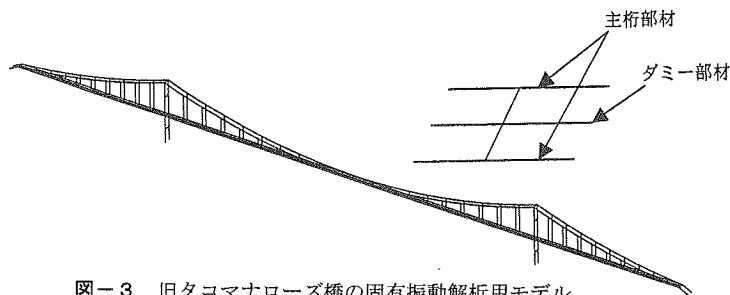


図-3 旧タコマナローズ橋の固有振動解析用モデル

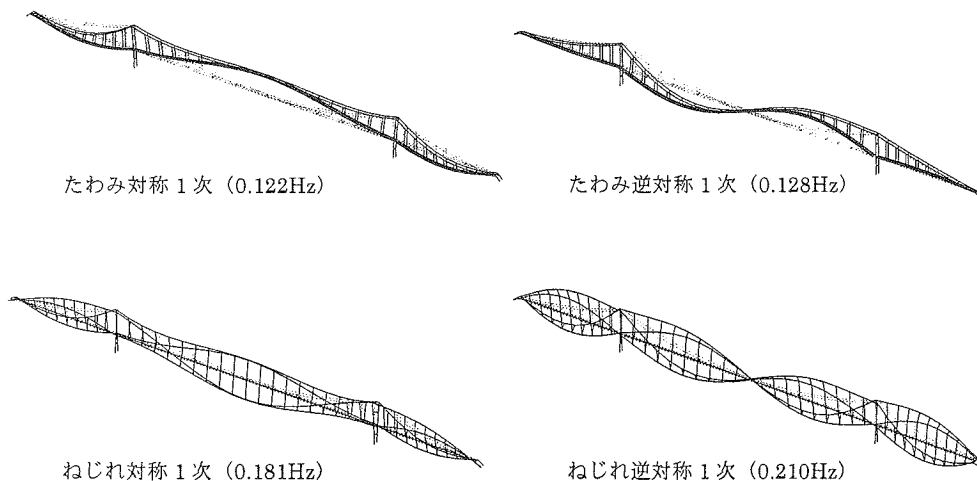


図-4 旧タコマナローズ橋の固有振動解析結果（センタースティあり）

12.38cm²) のロッドで側径間をホールドダウンしている。ホールドダウンの寄与については不明な点も多く、次章で固有振動解析を実施し、その影響を検討する。

3. 固有振動解析結果と考察

(1) 解析モデル

本研究では、旧タコマナローズ橋を図-3に示すように節点数 237、要素数 402（ホールドダウンを考慮した場合は節点数 239、要素数 406）の立体骨組にモデル化することとした。固有振動解析では、前章の考察にもとづいて表-1に示した構造諸元を採用した。なお、補剛桁が剛性の小さい2本のI断面桁から構成された旧タコマナローズ橋では、低次のねじれ振動特性に及ぼすそりねじり剛性（曲げねじれ剛性）の寄与を適切に評価する必要がある。それゆえ、ここでは補剛桁を一般的な魚骨モデルではなく、それぞれの主桁をモデル化した格子モデルを採用するものとした。なお、主桁部の格子モデルにおいて、両端の部材は旧タコマナローズ橋のI断面

表-2 解析値（センタースティあり）と実測値の比較

		固有振動数	
		解析値	実測値
たわみ	対称 1 次	0.122 Hz	0.130 Hz
	逆対称 1 次	0.128 Hz	0.131 Hz
	対称 2 次	0.189 Hz	0.194 Hz
	逆対称 2 次	0.266 Hz	0.262 Hz
	対称 3 次	0.334 Hz	0.325 Hz
	逆対称 3 次	0.397 Hz	0.393 Hz
	対称 4 次	0.471 Hz	0.457 Hz
	逆対称 4 次	0.546 Hz	0.525 Hz
	対称 5 次	0.614 Hz	0.590 Hz
	逆対称 5 次	0.689 Hz	0.657 Hz
ねじれ	対称 1 次	0.181 Hz	—
	逆対称 1 次	0.210 Hz	0.20~0.23 Hz

桁をモデル化したものであり、真ん中の主桁部材は次章のフラッター解析で空気力を作用させるためのダミー部材である。

(2) 解析値と実測値の対比

表-1の構造諸元を有する旧タコマナローズ橋（センタースティを有する場合）を対象として、固有振動解析を実施した。固有振動解析で得られた鉛直たわみとねじれの対称1次および逆対称1次モードを図-4に示す。また、解析値と実測値（渦励振とフラッター発現時の観測値）を比較して表-2に示す。表-2より、解析値と実測値は比較的良好一致しており、前章で算出した旧タコマナローズ橋の構造諸元は概ね妥当であったと推察される。なお、ねじれ逆対称1次振動数の実測値として、文献1)では14cycle/min (0.23Hz)、文献4)と文献8)では12cycle/min (0.20Hz)と異なった値が記載されていることから、表-2中には0.20~0.23Hzと記述することとした。

(3) センタースティの影響

固有振動数特性に及ぼすセンタースティの影響を定量的に把握するため、センタースティ断面積を変化させて固有振動解析を実施した。得られた結果を図-5に示す。センタースティは低次の逆対称振動に影響することが知られているが、図-5からわかるように、旧タコマナローズ橋でも、従来の知見と同じく、逆対称1次振動数の上昇のみに寄与し、対称1次振動には全く影響していないと言える。ただし、たわみ逆対称1次とねじれ逆対称1次に対する寄与を比較した場合、旧タコマナローズ橋では明らかにねじれ逆対称1次に対する影響が大きいことがわかる。すなわち、センタースティのない場合のねじれ逆対称1次振動数が0.180Hz（図-5において横軸の0.0に対応する値）であるのに対し、実橋通りのセンタースティを設置した場合には0.210Hz（図-5において横軸の1.0に対応する値）まで上昇しており、上昇率を計算すれば $0.210\text{Hz}/0.180\text{Hz}=1.167$ となる。一方、たわみ逆対称1次振動数について同様に上昇率を計算すれば、 $0.128\text{Hz}/0.122\text{Hz}=1.049$ となり、センタースティの寄与は比較的小さいものとなっている。

旧タコマナローズ橋では、センタースティとして直径1.5inch (3.81cm)の非常に細いロッドが採用されているが、図-5からわかるように、たとえこれ以上大きなロッドを採用していたとしても振動数の上昇をほとんど期待できない。それゆえ、旧タコ

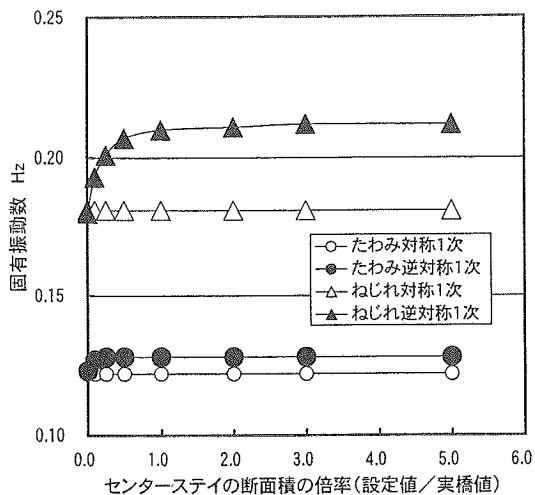
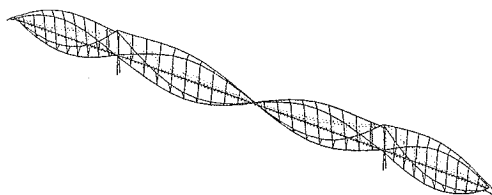
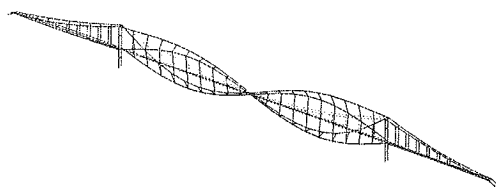


図-5 固有振動数特性に及ぼすセンタースティの影響



(1) センタースティを考慮した場合(0.210Hz)



(2) センタースティを無視した場合(0.180Hz)

図-6 ねじれ逆対称1次振動モード
(センタースティがある場合とない場合)

マナローズ橋で採用されたセンタースティは、ねじれ逆対称1次振動数への寄与を考えた場合、解析的には概ね最適なものであったと言える。なお、図-6はセンタースティを考慮した場合と無視した場合のねじれ逆対称1次モードを比較したものである。この図から、センタースティが機能している場合は側径間のねじれ成分をともなったモード性状を呈しているのに対し、センタースティが機能していない場合は側径間のねじれ成分をともなわないモード性状となっていることに留意が必要である。

(4) ホールドダウンの影響

旧タコマナローズ橋では、渦励振の応急対策として両サイドにホールドダウンケーブルが取り付けら

表-3 固有振動数 (ホールドダウンがある場合とない場合)

	固有振動数			
	東サイドのみ有効	実測値	両サイドとも有効	両サイドとも無効
たわみ対称1次	0.126 Hz	0.130 Hz	0.132 Hz	0.122 Hz
たわみ逆対称1次	0.128 Hz	0.131 Hz	0.128 Hz	0.128 Hz
ねじれ対称1次	0.185 Hz	-	0.192 Hz	0.181 Hz
ねじれ逆対称1次	0.218 Hz	0.20~0.23 Hz	0.224 Hz	0.210 Hz

れていた。ただし、一方(東サイド)のホールドダウンケーブルには明確な緩みは認められていなかったが、他方(西サイド)のホールドダウンケーブルについては、ねじれフラッターが発現する前から定着部のナットが緩み、有効に機能していなかったようである¹⁾。そこで、ここでは、ホールドダウンの影響を検討するため、東サイドのホールドダウンケーブルのみが有効に機能しているとした固有振動解析を実施することとした。ただし、固有振動解析にあたってはセンタースティが有効に機能しているものとしている。固有振動解析結果を表-3に示す。なお、この表には、参考までに、実測値と両サイドのホールドダウンケーブルをいずれも有効とした場合ならびにいずれも無効とした場合の結果も付記している。

表-3から、側径間の振動をともなわないたわみ逆対称1次振動を除き、東サイドのホールドダウンによって、たわみ対称1次で $0.126/0.122=1.033$ 倍、ねじれ対称1次で $0.185/0.181=1.022$ 倍、ねじれ逆対称1次で $0.218/0.210=1.038$ 倍の上昇効果が認められ、解析上は東サイドのホールドダウンケーブルを考慮した場合の方が幾分ではあるが実測値に近い結果を示していることがわかる。ただし、固有振動解析では東サイドのホールドダウンケーブルを抗圧部材としていることに留意が必要である。すなわち、側径間が下方に変形した場合には張力が抜けてホールドダウンケーブルは有効に機能しなくなり、実際には解析で得られたほどの上昇効果が認められない可能性が高いと考えられる。

加えて、センタースティが有効に機能していなかった場合(東サイドのホールドダウンケーブルのみを有効とした場合)について固有振動解析を実施したところ、ねじれの逆対称1次振動数と対称1次振動数はそれぞれ0.180Hz、0.185Hzとなり、両者は概ね等しい結果が得られた。ちなみに、センタースティと東サイドのホールドダウンケーブルがともに有効でないとした場合(センタースティとホール

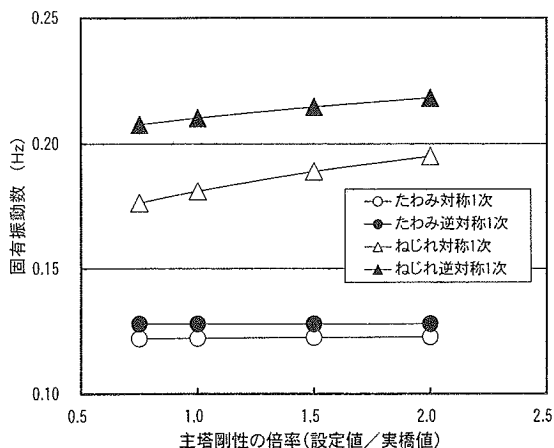


図-7 固有振動数特性に及ぼすタワー剛性の影響

ドダウンケーブルが機能していない場合)、ねじれの逆対称1次振動数と対称1次振動数はそれぞれ0.180Hz、0.181Hzである。したがって、センタースティが有効に機能していない状態では、たとえ東サイドのホールドダウンケーブルが抗圧部材であったとしても(両効きであったとしても)、ねじれ対称1次振動数を0.004Hzだけ上昇させる効果しか有していないと言える。

後述するように、旧タコマナローズ橋ではねじれ逆対称1次のねじれフラッターが発現した時点でセンタースティは有効に機能していなかったと著者は考えている。また、頻繁に発生していた渦励振の影響で、東サイドのホールドダウンケーブルについても若干の緩みが生じ、導入張力が抜けた状態になっていた可能性(十分に機能しなかった可能性)も十分に予想される。それゆえ、次章のねじれフラッター解析では、応急対策であるホールドダウンを無視した旧タコマナローズ橋モデルを対象として、ねじれフラッター解析を実施することとした。なお、東サイドのホールドダウンケーブルを考慮したねじれフラッター解析を実施しても、センタースティが有

表-4 支点の水平方向移動を拘束した場合の固有振動数（センタースティあり）

	固有振動数		
	拘束	可動	実測値
たわみ対称1次	0.122 Hz	0.122 Hz	0.130 Hz
たわみ逆対称1次	0.152 Hz	0.128 Hz	0.131 Hz
ねじれ対称1次	0.181 Hz	0.181 Hz	—
ねじれ逆対称1次	0.210 Hz	0.210 Hz	0.20~0.23 Hz

効に機能する限り、実際とは異なるねじれ対称1次フラッターが発現する。また、センタースティが有効に機能していなかった場合には、ねじれ逆対称1次のフラッター風速はねじれ対称1次と比べて $(0.180-0.185)/0.185 \times 100 = -2.7\%$ だけしか相違せず、工学的にはどちらのねじれフラッターが発現しても不思議ではなかったと考えられる。これらの知見は、ホールドダウンを無視したねじれフラッター解析結果と本質的に相違するものでないことを述べておく。

(5) タワー剛性の影響

旧タコマナローズ橋で逆対称1次モードのねじれフラッターが発現して落橋に至った事実のみを考えた場合、一般的にはねじれ逆対称1次振動数がねじれ対称1次振動数よりも低いと考えるのが妥当であろう。しかしながら、前節までの検討で示したように、センタースティが機能している限り、最低次のねじれ振動は対称1次である。旧タコマナローズ橋では多種多様な振動モードの渦励振が頻繁に発生していたことから、ねじれフラッター特性に及ぼす渦励振の空力干渉効果も無視できないと予想されるが、本節ではタワー剛性に着目し、タワー剛性を変化させた場合の固有振動数特性を算出することとした。固有振動解析結果を図-7に示す。図-7から、タワー剛性の増加にともなってねじれの対称1次と逆対称1次の固有振動数はいずれも増加しているが、解析したパラメーターの範囲（主塔剛性の倍率=0.75~2.0）ではねじれの基本固有振動は対称1次であることがわかる。

なお、タワー剛性を変化させてもたわみの対称1次と逆対称1次振動数はほとんど変化していないが、これはメインケーブルの水平張力成分がたわみ固有振動数特性を支配する主要因であるためと考えられる。これに対し、タワー剛性の変化にともなってねじれ振動数が比較的に敏感に増加したのは、主桁の

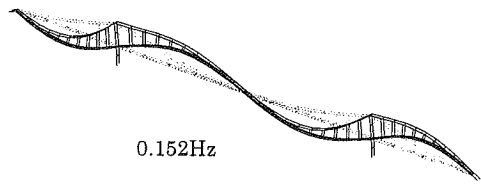


図-8 支点の橋軸方向移動を拘束した場合のたわみ逆対称1次振動モード

ねじれ剛性が非常に小さく、タワー剛性が吊橋全体のねじれ剛性の増加に対して比較的大きく寄与したためと考えられる。

(6) 支点の影響

振動実験を実施すると、比較的小さな振動振幅域では支承が設計条件通りの挙動を示さないことがある。渦励振やねじれフラッターが発現した状態では振動振幅も大きく、支承は設計条件通りの挙動を示していたものと考えられるが、ここでは補足的に、主桁の橋軸方向移動を拘束した場合についても固有振動解析を実施することとした。センタースティを考慮した場合の解析結果を表-4にまとめる。なお、この表には、参考までに、支承が設計条件通りの挙動を示す場合の結果と実測値も付記している。表-4からわかるように、支承の橋軸方向を拘束した場合、たわみ逆対称1次振動数のみが大幅に上昇し、実測結果と大きく相違する結果となっている。図-8は支承の橋軸方向を拘束した場合のたわみ逆対称1次振動モードを示したものであるが、図-4と図-8を比較すればわかるように、支承の橋軸方向を拘束したことによって側径間にも振動が連成し、あたかも連続桁形式のような挙動を呈している。それゆえ、支承の橋軸方向を拘束したことによってたわみ逆対称1次振動数が大幅に上昇したのは、側径間部分が連続桁橋の定着桁のような機能を果たしたた

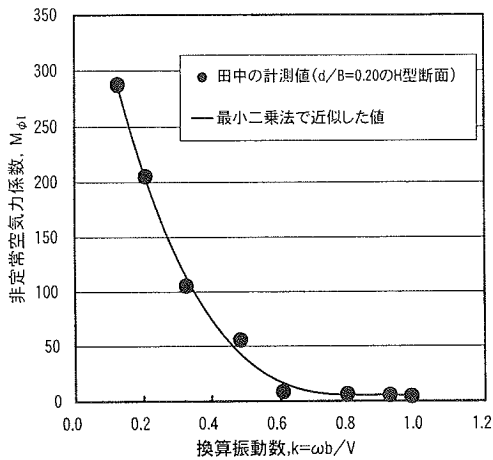


図-9 ねじれフラッター解析で使用した非定常空気力係数 $M_{\phi i}$

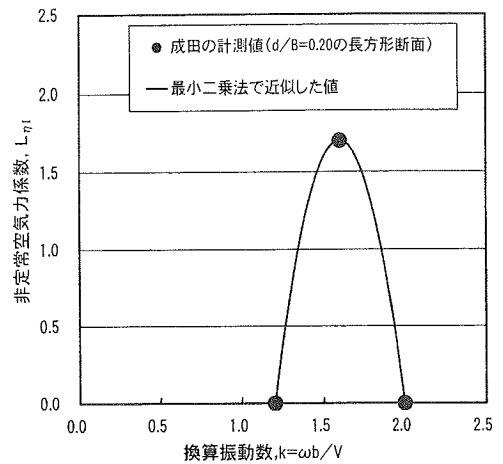


図-10 ねじれフラッター解析で使用した非定常空気力係数 $L_{\eta i}$

めと考えられる。

以上より、旧タコマナローズ橋では、風による振動が発現した状態では、支承は設計条件通りの挙動を呈していたと推察される。

4. ねじれフラッター解析

超長大吊橋の耐風安定性を支配するフラッター現象は連成フラッターであり、現在では、式(1)に示すような非定常揚力 L と非定常空力モーメント M (必要に応じ、非定常抗力 D) を考慮した、立体骨組みフラッター解析手法が確立されている。

$$\begin{Bmatrix} L \\ M \end{Bmatrix} = -\pi \rho b^2 \begin{bmatrix} L_{yR} + L_{yI}i & L_{\phi R} + L_{\phi I}i \\ M_{yR} + M_{yI}i & M_{\phi R} + M_{\phi I}i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y} \\ \ddot{\phi} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

- ここに、 ρ : 空気密度
- b : 橋桁の半幅
- \ddot{y} : 鉛直たわみの加速度振幅
- $\ddot{\phi}$: ねじれの加速度振幅
- i : 虚数単位

旧タコマナローズ橋のように、発生する現象がねじれフラッターであっても、旧タコマナローズ橋の桁断面に作用する非定常空気力を使用した立体骨組みフラッター解析を実施すれば、ねじれフラッター特性を把握することができる。ねじれフラッターが発現する桁断面では、8つの非定常空気力係数のうち、 $M_{\phi i}$ 成分が支配的となるが、旧タコマナローズ橋に対しては Sabzevari & Scanlan⁹⁾ が非常に狭い風速範囲で $M_{\phi i}$ 成分を計測してはいるものの、フ

ラッター解析を実施する上で必要かつ十分な非定常空気力係数は公表されていない。ところで、旧タコマナローズ橋のような桁断面では桁高 d と桁幅 B の比 d/B (旧タコマナローズ橋では $d/B=2.439\text{m}/11.9\text{m}=0.205$) が非定常空気力係数に最も大きく影響する。そこで、本研究のフラッター解析では、田中¹⁰⁾ が計測した $d/B=0.20$ の H 型断面 (旧タコマナローズ橋ときわめて類似した断面形状) の非定常空気力係数 $M_{\phi i}$ ($0.125 \leq k \leq 1.0$) を使用するものとした。田中が計測した H 型断面 ($d/B=0.20$) の非定常空気力係数 $M_{\phi i}$ (加振振幅は 3mm) を図-9 に示す。なお、図中の横軸は換算振動数 $k = \omega b / V$ (ω は円振動数、 V は風速) であり、フラッター解析では田中の計測結果に最小二乗法を適用して求めた非定常空気力係数を採用した。

一方、旧タコマナローズ橋では、ねじれフラッターが発現する5分前には鉛直たわみ対称5次(振動数は約 0.6Hz)の渦励振が発生しており、その後、突然にねじれ逆対称1次のねじれフラッターに移行したという事実が報告されている¹⁾。そこで、本研究ではこの事実についても考察を試みるため、非定常空気力係数の $L_{\eta i}$ (たわみ振動に関与する成分) を考慮した解析も実施することとした。ただし、解析で必要かつ十分な非定常空気力係数 $L_{\eta i}$ も同様に公表されていないことから、ここでは、図-10 に示す非定常空気力係数 $L_{\eta i}$ を使用するものとした。なお、この非定常空気力係数 $L_{\eta i}$ は、旧タコマナローズ橋に対するばね支持模型風洞実験結果を参考にして、たわみ渦励振が発現する換算振動数域を $1.2 \leq k \leq 2.0$ に設定するとともに、 $k=1.6$ における $L_{\eta i}$ の最大値を成田が計測した $d/B=0.20$ の長方形

断面における最大値（加振振幅は 1.5mm）¹⁾）を代用したものである。したがって、次章の解析で算出された渦励振の空力減衰については実際と相違する可能性があるものの、渦励振の発現風速については実際に近い値が算出される。なお、旧タコマナローズ橋のばね支持模型風洞実験²⁾では、鉛直たわみ渦励振に加え、鉛直たわみの低風速渦励振とねじれ渦励振も発現しているが、ねじれフラッターとたわみ対称 5 次渦励振との関連を議論する上で本質的な問題にならないことから、本解析では無視することとした。

以上のように、本研究では、空力的に旧タコマナローズ橋ときわめて類似した H 型断面 ($d/B=0.20$) の非定常空気力係数を適用しており、旧タコマナローズ橋のねじれフラッター特性を工学的に議論する上で、本質的な差異は生じないと考えている。これに対し、渦励振については長方形断面の非定常空気力係数を適用したことからの渦励振の発現風速域については概ね再現しているものの、ねじれフラッターとたわみ対称 5 次渦励振との空力干渉効果については詳細に議論できるほどの精度は有していない。ただし、今後の研究で、旧タコマナローズ橋の非定常空気力係数 $L_{\eta l}$ を測定すれば、本研究で提示した手法を適用することによって、ねじれフラッターとたわみ対称 5 次渦励振との空力干渉効果を十分に議論できるものと考えている。

5. ねじれフラッターの解析結果と考察

ねじれフラッター解析では、固有振動解析と同じ格子モデルを採用し、以下に示す 2 通りのケース（全径間にわたって一定の風を作用させた場合および一方の側径間には風を作用させなかった場合）について直接法による立体骨組みフラッター解析^{1,2)}を実施した。

ねじれフラッター解析にあたっては、主桁の非定常空気力は格子モデルに置換した主桁のダミー部材（中央の部材）に作用させている。また、ケーブルの鉛直たわみ振動に伴う揚力を考慮するものとしたが、ねじれフラッターの発現風速が非常に低いことから、有風時における横たわみの影響については無視するものとした。

(1) 全径間にわたって一定の風を作用させた場合

後述するように、側径間の一部には 19m/s よりもかなり低い風が作用していた可能性はあるが、ここ

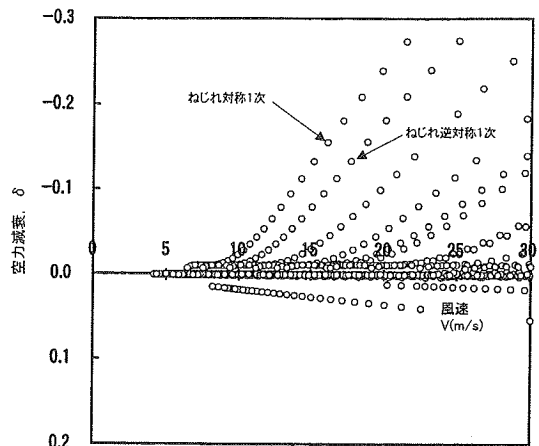


図-1.1 ねじれフラッターの $V-\delta$ 曲線
(全径間に一定の風、センタースティあり)

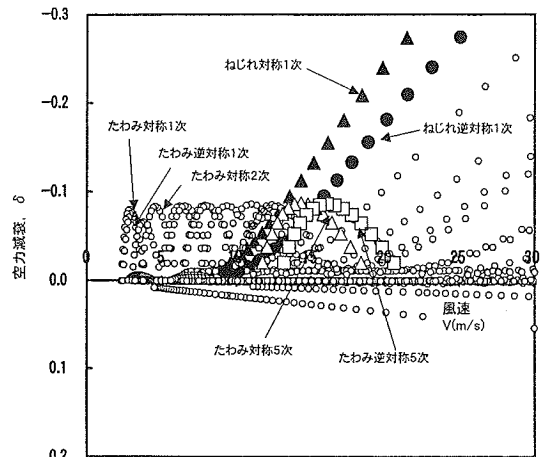


図-1.2 $V-\delta$ 曲線
(全径間に一定の風、センタースティあり)

では全径間にわたって一定の風が作用していたという条件のもと、まず、換算振動数が $0.125 \leq k \leq 1.0$ の範囲でフラッター解析を実施した。センタースティが機能している場合の解析結果 ($V-\delta$ 曲線) を図-1.1に示す。図-1.1から、構造減衰の影響を無視すれば、Farquharson や白石・松本らの風洞実験結果^{1), 2)}と同じく、6m/s 程度の風速域から励振力の弱いねじれフラッター（渦の効果に起因したねじれフラッター）が発生し、10m/s を越える風速域からは風速の増加とともに励振力が増大するねじれフラッター（はく離バブルの非定常性による効果に起因したねじれフラッター）へと移行していることが

わかる。それゆえ、田中が計測した $d/B=0.20$ の H 型断面（旧タコマナローズ橋ときわめて類似した断面形状）を用いた解析結果から、旧タコマナローズ橋のねじれフラッター特性を議論することは十分に可能であると言える。なお、本節のフラッター解析では、旧タコマナローズ橋で発現した逆対称 1 次のねじれフラッターではなく、対称 1 次のねじれフラッターが発現する結果となっているが、この解析結果に対しては、3 章で示したように、ねじれ対称 1 次振動数が 0.181Hz 、ねじれ逆対称 1 次振動数が 0.210Hz であることを考えれば容易に推察できる。

次に、換算振動数 $1.2 \leq k \leq 2.0$ の範囲で定義した非定常空気力係数 L_{nl} を考慮した解析を同様に実施した。その結果を図-12 ($V-\delta$ 曲線) に示す。なお、図中にはたわみ逆対称 5 次までの渦励振しか示されていないが、これは 40 次までの解析結果を図化したためであり、実際にはたわみ対称 6 次以降の渦励振も発現することを付記しておく。図-12 から、旧タコマナローズ橋ではきわめて低い風速域で低次モードのたわみ渦励振が発現するだけでなく、風速が増加しても途絶えることなく高次モードのたわみ渦励振が次々と発現する様子を見てとれる。渦励振については長方形断面の非定常空気力係数を適用したことから、ねじれフラッターとたわみ対称 5 次渦励振との空力干渉効果について詳細に議論できるほどの精度は有していないが、参考までに、長方形断面の非定常空気力係数を適用した結果にもとづいて議論すれば以下の通りとなる。すなわち、図-12 から、渦励振の空力減衰（対数減衰率） δ は共振風速域で $\delta \approx -0.085$ となっているが、この空力減衰を越えるねじれフラッターの風速は、対称 1 次で 13.6m/s 、逆対称 1 次で 15.9m/s である。したがって、八木・松本らの提唱するたわみ振動（たわみ渦励振）とねじれ振動（ねじれフラッター）との空力干渉効果を考え合わせれば、ねじれフラッターよりも励振力が強いたわみ渦励振が発現している限り、ねじれフラッターの発現が抑制されていた可能性は高いと推察される。ただし、渦励振については長方形断面の非定常空気力係数を適用しており、ねじれフラッターとたわみ対称 5 次渦励振との空力干渉効果について詳細に議論するためには、当然のことながら、旧タコマナローズ橋の非定常空気力係数 L_{nl} を測定して同様の議論を実施しなければならない。

たわみ渦励振の発現を考慮した解析であっても、当然のことながら、ねじれフラッターの最低次モードは対称 1 次であり、ねじれ対称 1 次の構造減衰が逆対称 1 次の値よりも非常に大きいか、対称 1 次

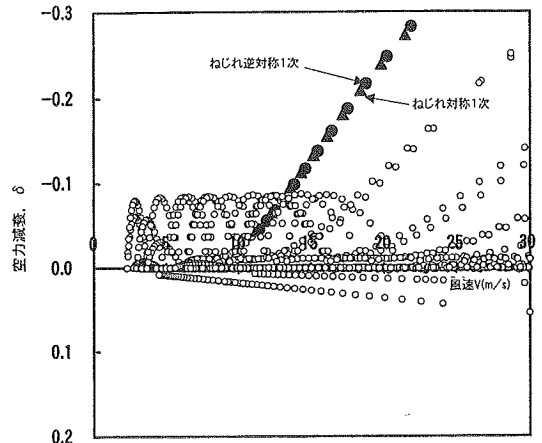
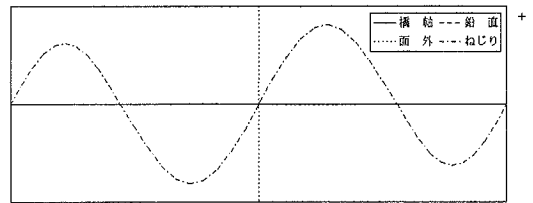
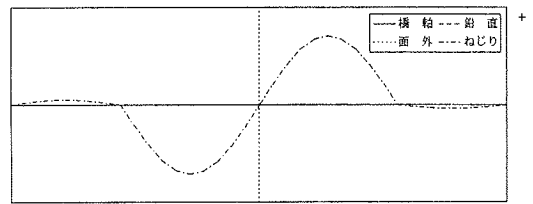


図-13 $V-\delta$ 曲線

（全径間に一定の風，センタースティなし）



(1) センタースティが機能している場合



(2) センタースティが機能していない場合

図-14 ねじれ逆対称 1 次のフラッターモード

ねじれフラッターに不安定なリミットサイクルが存在しない限り、実橋と同じ逆対称 1 次モードのねじれフラッターは発現しないと考えられる。そこで、センタースティが有効に機能していなかった場合を想定したフラッター解析を実施した。その結果を図-13 ($V-\delta$ 曲線) に示す。この図から、ねじれ対称 1 次フラッター（図中の▲記号）とねじれ逆対称 1 次フラッター（図中の●記号）の励振力はほぼ等しく、対称 1 次の構造減衰がねじれ逆対称 1 次よりも幾分か大きい場合には、実橋と同じ逆対称 1 次モードのねじれフラッターが発現することも十分に考えられる。それゆえ、ねじれフラッターの発現時にセンタースティが有効に機能していたかどうかを解明することはきわめて重要であると言え、以下にお

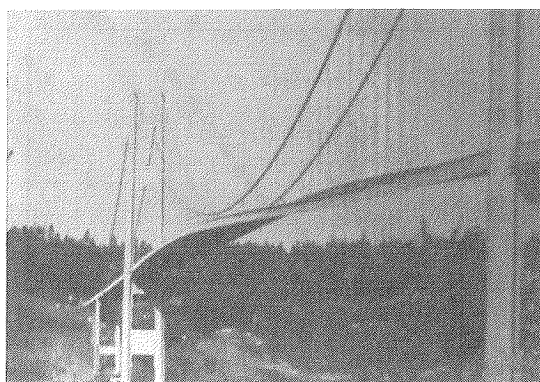
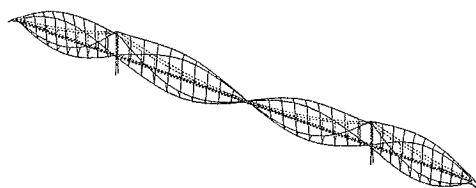


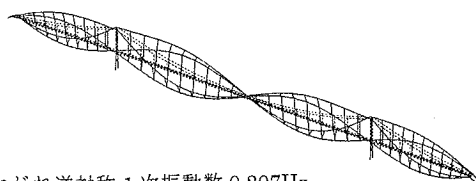
写真-2 旧タコマナローズ橋のねじれフラッター¹⁾

いて詳細な考察を行うこととした。

センタースティが機能している場合とセンタースティが有効に機能していなかった場合のねじれフラッターモード（逆対称1次）を比較して図-14に示す。図-14から、センタースティが機能している場合には、側径間にも中央径間と同程度のねじれモード成分が存在するのに対し、センタースティが機能していなかった場合には、側径間にはねじれモード成分がほとんど存在していないことがわかる。一方、写真-2は旧タコマナローズ橋で発現した逆対称1次のねじれフラッターであるが、この写真からわかるように側径間にはねじれモード成分がほとんど存在していない。旧タコマナローズ橋が落橋する当日の午前9時30分頃（ねじれフラッターに移行する直前）の観察では、センタースティは、旧タコマナローズ橋の落橋ビデオにも撮影されているように、すでに片効き状態であったことが報告されている¹⁾。ただし、1対のセンタースティを構成する2本の部材が交互に片効き状態となっても、図-15に示した固有振動解析結果（上・下流側のセンタースティにおいて、いずれも1本の部材のみを抗压部材とした解析結果）からわかるように、ねじれ逆対称1次振動数が0.210Hzから0.207Hzに若干低下しているもの（センタースティが機能していない場合の振動数は0.180Hz）、センタースティの機能が完全に失われることはない。これに対し、センタースティの機能が完全に失われるのは、一方のセンタースティがたとえ有効であっても、他方のセンタースティを構成する2本の部材が有効に機能しなくなった場合（片側のセンタースティを構成する2本の部材が有効に機能しなくなった場合）である。この場合の固有振動解析結果を図-16に示すが、ねじれ逆対称1次振動数が0.181Hzまで低下するだけ

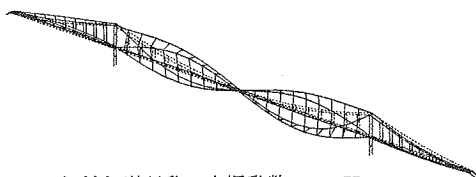


ねじれ逆対称1次振動数 0.210Hz
(すべてのセンタースティ部材が有効)

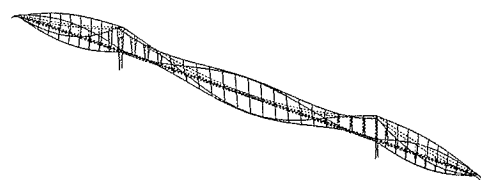


ねじれ逆対称1次振動数 0.207Hz
(それぞれのセンタースティで1部材のみが有効)

図-15 ねじれ逆対称1次振動数に及ぼすセンタースティの効果



ねじれ逆対称1次振動数 0.181Hz



ねじれ対称1次振動数 0.181Hz

図-16 ねじれ振動数に及ぼすセンタースティの効果
(一方のセンタースティを無効とした場合)

でなく、側径間のモード振幅がほとんど生じていないことから、ねじれ逆対称1次振動に対してセンタースティが寄与していないことは明らかである。

ところで、旧タコマナローズ橋では、たわみ渦励振からねじれフラッターに移行する前後の時点で、センタースティを取り付けた片側のケーブルバンドが1~2ヤード（1ヤードは0.9144m）も滑った状態になっていたことが目撃されている。また、実際、ねじれフラッターで落橋した後の調査で、約500本

もの素線が傷ついたり、破断していることが明らかになっている。吊橋の撓度理論⁴⁾を適用すればわかるように、メインケーブルの伸び剛性はねじれ対称1次振動数には寄与するが、ねじれ逆対称1次振動数には寄与しない。したがって、メインケーブルの伸び剛性が減少した影響のみを考慮すれば、ねじれ対称1次振動数のみが低下し（対称1次のねじれフラッターが発現する可能性がさらに高まり）、逆対称1次のねじれフラッターが発現した事実を説明することができない。それゆえ、片側のケーブルバンドが1~2ヤード（1ヤードは0.9144m）も滑った瞬間に、センタースティを構成する2本の部材が座屈もしくは伸びきった状態（あるいは定着部が破損した状態）となって、センタースティの機能が実質的に失われたと考えるのが自然である。

旧タコマローズ橋で発現した逆対称1次のねじれフラッターでは側径間にねじれモード成分がほとんど存在していなかったという事実を十分に考慮すれば、以上より、旧タコマローズ橋で逆対称1次のねじれフラッターが発現した時点（午前10時の少し前）では、少なくとも一方のセンタースティはすでに有効に機能していなかったと考えるのが妥当である。なお、本節で議論したように、一方のセンタースティが有効であっても、他方のセンタースティが損傷を受けた場合には、ねじれ逆対称1次振動数を上昇させる機能は完全に失われた状態となることをあらためて付記しておく。

(2) 一方の側径間に風を作用させなかった場合

すでに示した図-13からわかるように、センタースティが機能していなかった場合にはねじれ対称1次フラッターとねじれ逆対称1次フラッターの励振力はほぼ等しく、対称1次の構造減衰がねじれ逆対称1次よりも幾分か大きい場合には、実橋と同じ逆対称1次モードのねじれフラッターが発現することも十分に考えられる。しかしながら、本節では構造減衰以外の要因を探るため、以下のような検討を実施することとした。

旧タコマローズ橋の落橋ビデオを見ると、中央径間が崩壊した後、しばらくしてすぐ近くの駐車場をかすめるように西側の側径間が崩落するシーンがある。また、実際、旧タコマローズ橋の一般図を見ると、西側の側径間が架設された地形は陸地から110m程度（側径間長の約1/3に相当する距離）離れた地点から急斜面となっており、側径間の一部は地表面のすぐ近くに架設されている。このような架橋状況を考えた場合、タコマ海峡に架設された旧タ

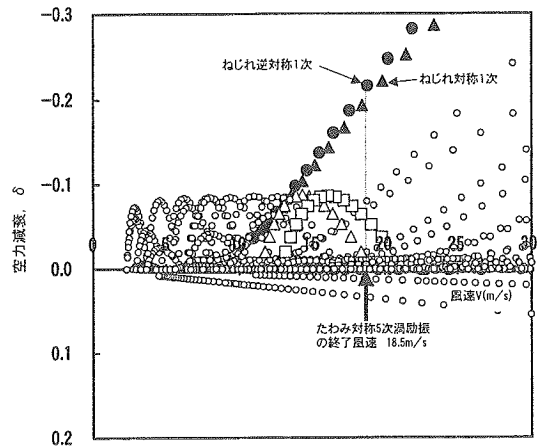


図-17 V - δ 曲線（一方の側径間の1/2区間に風を作用させない場合、センタースティなし）

コマローズ橋の中央径間と側径間に作用する風速は必ずしも一定ではなく、陸地に近い側径間のある区間には19m/sよりもかなり低い風速の風が作用していた可能性がある。そこで、センタースティが機能していなかった場合について、一方の側径間の陸地から1/2区間に作用する非正常空気力を無視（残りの1/2区間および中央径間ともう一方の側径間に作用する非正常空気力を考慮）してねじれフラッター解析を実施することとした。得られた解析結果（ V - δ 曲線）を図-17に示す。

図-17から、同じ風速ではねじれ逆対称1次（図中の●記号）の方がねじれ対称1次（図中の▲記号）よりも励振力が大きくなっていることがわかる。これは、センタースティが機能しなくなった状態のねじれ逆対称1次モードでは側径間のモード振幅がほとんど伴わないことから、側径間に作用する風はねじれフラッター特性にほとんど寄与しないのに対し、側径間のモード振幅を伴うねじれ対称1次モードでは風が作用しない側径間部分は励振力の低減に寄与し、フラッター風速を上昇させるように作用するためである。一方、構造減衰を無視した場合、たわみ対称5次渦励振（図中の△記号）の終了風速は、図-17からわかるように、実橋での観測結果とほぼ等しい18.5m/sとなっている。この風速に対応するねじれ逆対称1次フラッターの励振力（対数減衰率で $\delta \approx -0.215$ ）は非常に大きいことから、たわみ逆対称5次渦励振（図中の□記号）との空力干渉効果に打ち勝って、急激にねじれ逆対称1次フラッターが発現したと思われる。加えて、18.5m/sよりも低い風速域においては、ねじれ逆対称1次の方がね

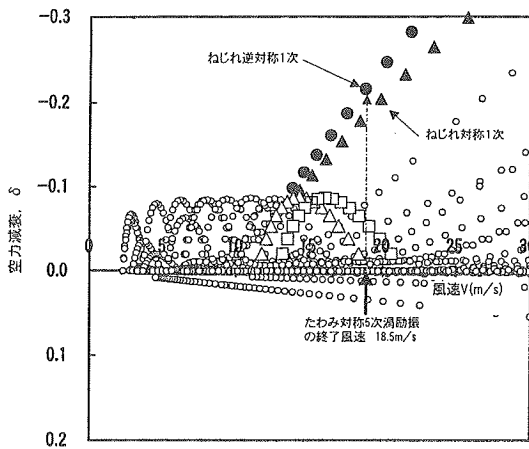


図-1 18 $V-\delta$ 曲線 (各側径間の 1/2 区間に風を作用させない場合, センタースティなし)

じれ対称 1 次よりも励振力が幾分大きいものの、両者の励振力に大きな差異がないことから、逆対称 1 次と対称 1 次のねじれフラッター間でも一種の空力干渉が生じていた可能性もある。この方面における今後の研究に期待したい。なお、本研究では渦励振の空気力として長方形断面の非定常空気力 L_{nl} を代用しているが、図-1 7 からわかるように、たわみ対称 5 次渦励振が最大の励振力を示す風速は約 15m/s であり、この風速におけるねじれ逆対称 1 次フラッターの励振力は $\delta = -0.12$ 程度となっている。旧タコマナローズ橋の構造減衰は不明であるが、ねじれ逆対称 1 次振動の構造対数減衰率として 0.05 を仮定しても、15m/s 程度の風速域でねじれ逆対称 1 次フラッターは $\delta = -0.12 + 0.05 = -0.07$ の励振力を有する。たわみ対称 5 次渦励振が最大の励振力を示す約 15m/s の風速は橋軸直角方向に換算したねじれフラッター風速である 17m/s よりも幾分低い、本計算結果からも 15m/s 程度を越える風速域から逆対称 1 次のねじれフラッターが発現する可能性があることを十分に示唆できると考えられる。

以上の解析結果に加え、補足として、それぞれの側径間について陸地から 1/2 区間に作用する非定常空気力を無視した場合についてもねじれフラッター解析を実施した。得られた $V-\delta$ 曲線を図-1 18 に示すが、図-1 18 からわかるように、この場合には逆対称 1 次と対称 1 次のねじれフラッターに、さらに明確な励振力の差異が認められる。また、図-1 9 はセンタースティが機能していたと仮定し、一方の側径間の陸地から 1/2 区間に作用する非定常空気力を無視 (残りの 1/2 区間および中央径間ともう一

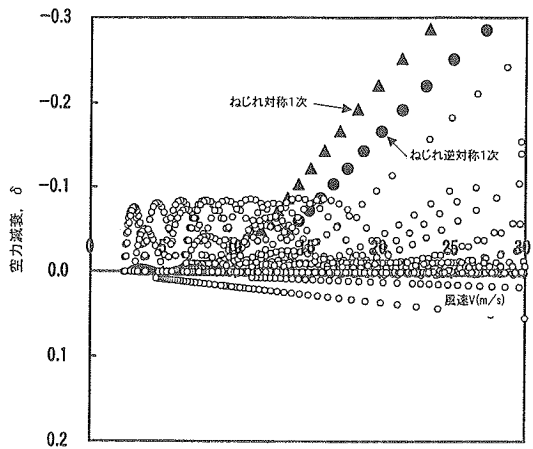


図-1 19 $V-\delta$ 曲線 (一方の側径間の 1/2 区間に風を作用させない場合, センタースティあり)

方の側径間に作用する非定常空気力を考慮) したフラッター解析結果 ($V-\delta$ 曲線) である。この図から、たとえ、一方の側径間に 19m/s よりも低い風が作用していたとしても、センタースティが有効に機能している限りは、実橋と異なる対称 1 次のねじれフラッターが発現していたと考えられる。

本章の検討結果より、センタースティが有効に機能しなくなった時点の旧タコマナローズ橋では、ねじれ逆対称 1 次とねじれ対称 1 次の構造減衰が等しければ、いずれのねじれフラッターが発現しても不思議ではなかったものと推察される。ただし、19m/s よりも低い風速の風が一方の側径間 (陸地から 1/2 程度以上の区間) に作用していたものとするれば、実橋と同じ逆対称 1 次のねじれフラッターが発現する可能性が高まると言える。

6. まとめ

本論文は、最新の解析手法を用いて、60 年以上も前に落橋した旧タコマナローズ橋のねじれフラッター特性について考察したものである。得られた主要な結果を以下にまとめる。

- (1) 既往の文献をもとに、出来る限り正確な旧タコマナローズ橋の構造諸元を算出した。また、算出した旧タコマナローズ橋の構造諸元をもとに固有振動解析を実施し、実測値と対比した。その結果、解析値と実測値は比較的良く一致しており、算出した旧タコマナローズ橋の構造諸元は概ね妥当であった。
- (2) 固有振動数特性に及ぼすセンタースティの影響

を定量的に把握するため、センタースティ断面積を変化させて固有振動解析を実施した。その結果、従来の知見と同じく、旧タコマナローズ橋でも、センタースティは逆対称1次振動数の上昇のみに寄与し、対称1次振動数には全く影響しないことがわかった。ただし、たわみ逆対称1次とねじれ逆対称1次に対する寄与を比較した場合、旧タコマナローズ橋では明らかにねじれ逆対称1次に対する影響が大きい結果が得られた。

(3) 旧タコマナローズ橋では、センタースティとして直径 1.5inch (3.81cm) の非常に細いロッドが採用されているが、たとえこれ以上大きなロッドを採用していたとしても、ねじれ逆対称1次振動数の上昇をほとんど期待できないことがわかった。それゆえ、旧タコマナローズ橋で採用されたセンタースティは、ねじれ逆対称1次振動数への寄与を考えた場合、解析的には概ね最適なものであったと言える。

(4) 全径間にわたって一定の風が作用していたという条件のもとで、ねじれフラッター解析を実施した。その結果、センタースティが有効に機能している場合、最低次のねじれフラッターモードは対称1次であり、ねじれ対称1次の構造減衰が逆対称1次の値よりも非常に大きいか、ねじれ対称1次のフラッターに不安定なリミットサイクルが存在しない限り、実橋で観測された逆対称1次モードのねじれフラッターは発現しない。一方、センタースティが機能していなかった場合には、ねじれ対称1次フラッターとねじれ逆対称1次フラッターの励振力はほぼ等しく、対称1次の構造減衰がねじれ逆対称1次よりも幾分大きい場合には、実橋と同じ逆対称1次モードのねじれフラッターが発現することも十分に考えられる。

(5) センタースティが機能していない状態のねじれ逆対称1次フラッターモードは、実橋で観測されたねじれフラッターモードと同じく、側径間にはねじれモード成分がほとんど存在しない。これに対して、センタースティが機能した状態のねじれ逆対称1次フラッターモードは、実橋での観測結果と明らかに異なり、側径間には大きなねじれモード成分が存在する。それゆえ、旧タコマナローズ橋で逆対称1次のねじれフラッターが発現した時点では、センタースティがすでに有効に機能していなかったと考えるのが妥当である。

(6) センタースティが機能していなかった場合について、一方の側径間の1/2区間に作用する非定常空気を無視(残りの1/2区間および中央径間ともう一方の側径間に作用する非定常空気を考慮)して

ねじれフラッター解析を実施した。その結果、同じ風速ではねじれ逆対称1次の方がねじれ対称1次よりも励振力が大きくなり、実橋で観測されたような逆対称1次モードのねじれフラッターが発現する。

本論文は、固有振動解析とねじれフラッター解析を実施して旧タコマナローズ橋のねじれフラッター特性について考察したものであるが、一方で、旧タコマナローズ橋では、鉛直たわみ振動(たわみ渦励振)とねじれ振動(ねじれフラッター)の間に空力干渉が生じていたことも間違いないと考えられる。本文で提示した、旧タコマナローズ橋のねじれフラッター特性に関する知見はねじれフラッター現象を解明する有力な考えの一つではあるが、空力干渉効果に関する今後の研究成果によっては、たわみ渦励振に打ち勝ってねじれフラッターに移行するプロセスなどもより詳細に解明できる可能性がある。この方面における今後の研究を期待したい。

最後に、経済性に優れた超長大吊橋を実現するためには、原点に立ち帰って旧タコマナローズ橋のねじれフラッター特性を解明し、その知識を共有することも重要なことと考えられる。本論文が、超長大吊橋の検討に携わる実務技術者や風工学の研究者にとって示唆に富んだ有益な技術資料になることを心から願う次第である。

参考文献

- 1) Farquharson, F.B.: Aerodynamic Stability of Suspension Bridges, Univ. of Washington Experiment Station, Bulletin No.116, PART I ~ PART IV, 1949~1954.
- 2) 白石成人, 松本 勝, 小島治久, 小林修二: H型断面のフラッター特性に関する実験的研究, 構造物の耐風性に関する第4回シンポジウム, pp.183~190, 1976年12月.
- 3) 八木知己, 松本 勝, 白土博通, 四條利久磨, 江口陽紀, 玉置 斉: 旧 Tacoma 橋桁断面における異種空力振動間の干渉効果に関する研究, 土木学会第57回年次学術講演会講演概要集, I-483, pp.965~966, 2002年9月.
- 4) 平井 敦: 鋼橋III, 技報堂出版, pp.454~460, 1967年9月.
- 5) Allan Larsen: Computer Simulation of Wind-Structure Interaction in Bridge Aerodynamics, Structural Engineering International (IABSE), pp.105~111, February, 1998.
- 6) 日本道路協会編: 道路橋耐風設計便覧, pp.116

- ～126, 1991年7月.
- 7) 川田忠樹：だれがタコマを墜としたか，建設図書，1988年4月.
- 8) Freidrich Bleich, C.B.McCullough, Richard Rosecrans and George S. Vincent (猪瀬寧雄, 高田孝信 共訳)：吊橋の振動解析，森北出版，pp.1～19, 1971年6月.
- 9) Sabzevari, A. and Scanlan, R.H. : Aerodynamic Instability of Suspension Bridge, Proc. of ASCE, Vol.94, EM2, pp.489～519, April, 1968.
- 10) 田中 宏：橋げたの自励振動における空気力特性，東京大学学位請求論文，1968年3月.
- 11) 成田信之：充腹断面橋桁を有する斜張橋の耐風設計に関する基礎的研究，東京大学学位請求論文，1978年2月.
- 12) 宮田利雄, 山田 均, 太田博文：立体骨組み解析法による横たわみしたトラス補剛吊橋の曲げねじれフラッター解析，土木学会論文集，第404号/I-11, pp.267～275, 1989年4月.

(2002. 11. 14 受付)

TORSIONAL FLUTTER CHARACTERISTICS OF OLD TACOMA NARROWS BRIDGE BASED ON TORSIONAL FLUTTER ANALYSIS

Masahiro YONEDA and Hiroki HINOKIO

Structural characteristics of the Old Tacoma Narrows Bridge which was collapsed in 1940 by wind was exactly investigated for both the eigenvalue calculation and the flutter analysis to grasp natural frequencies and the torsional flutter response characteristics of the Bridge. It was found from these numerical simulation analyses that 1st symmetric torsional flutter might have been presented if a pair of center stays was not broken, although 1st asymmetric flutter was excited in the Bridge. It was also found that 1st asymmetric torsional flutter, which was the same flutter mode in the destroyed Bridge, seemed to be induced in case that a pair of center stays was broken and that lower wind velocity less than 19m/s acted on half length of either side span.