

静岡県 正員 太田 博文
 横浜国立大学 正員 宮田 利雄
 横浜国立大学 正員 山田 均

1. まえがき 長大吊橋の耐風性を検証するに際し、補剛桁形状を扁平な平板状と見なせると仮定して曲げ揺れフラッターの発生風速を求め、その大小に応じて判定することがよく行われる。この曲げ揺れフラッター解析には、従来、いわゆるU-g法、あるいはSelbergの簡易式が使われている。ところが、これらの方法はフラッター時の振動モード形を初めから仮定するなど近似解法であって、フラッター発生風速の推定精度はもとより、対象系の動的振動特性の複雑さによっては適用範囲が限定されるなど多くの問題を含んでいる。これを解決するために、構造物の立体骨組解法を長大吊橋の曲げ揺れフラッター解析に適用し若干の解析(複素固有値解析)を試みたことがある¹⁾。ここでは、この方法をさらに風荷重により横たわみする状態で発生する曲げ揺れフラッター解析に適用し、考察した結果を報告する。

2. 立体骨組フラッター解析法の適用 解析法のおおよそを従来法と対比しながら図1に示す。従来法の抱える問題点を含め、解決すべき着目点を挙げると、(1)フラッター振動モード形と固有振動モード形の関係、(2)補剛桁の揺れ振動と、ケーブル、桁の水平振動の連成効果、(3)補剛桁、ケーブルの水平振動による動的空気力の効果、(4)風荷重による静的横たわみの影響、が主なものである。具体的な解析は、(a)作用空気力として補剛桁の非定常揚力・モーメント(2次元平板翼の理論値)を考える、(b)さらに桁、ケーブルの準定常力を付与する、(c)静的3分力特性に応じて非定常揚力・モーメントを補正する、(d)静的に風荷重を載荷した状態の横たわみ時を考える、こととした。解析対象には超長大吊橋として試算されたトラス桁、および扁平な閉箱桁を考えた。

3. 解析結果 (1) トラス桁……図2、3に上述の解析ステップ(a)、(b)における風速の変化に対する複素振動数の虚部、すなわち空力減衰相当量の変化の状況をいくつかの振動モード分岐について示した。図中の $\textcircled{T_1}$ 、 $\textcircled{T_2}$ は連成固有振動モード形で桁の揺れ対称1次形の成分が認められる分岐、 $\textcircled{T_6}$ 、 $\textcircled{T_7}$ は揺れ逆対称1次形の成分が認められる分岐を意味している。図2の中に、各分岐に対応するSelberg式による値を併記してあるが、逆対称形では良い一致を見せるのに対し、対称形では本解析法による方がかなり大きく求められている。複素固有値解析によるフラッター発生時の振動モード形を観察すると、鉛直・水平たわみと揺れの間、また橋軸方向にも位相差が存在するのが分るが、例えば $\textcircled{T_1}$ 分岐では位相差の存在とともに大きな水平たわみ振動の連成が特徴的である。この点は逆対称形では顕著でなく、特性差はきわめて大きい。図3によると、準定常抗力(揚力)を付与することによって正減衰効果がもたらされ、 $\textcircled{T_1}$ 分岐のフラッター発生風速を高め、また $\textcircled{T_2}$ 分岐では発生しなくなることが分る。このとき、逆対称形分岐への効果は小さいが、桁、ケーブルの水平たわみ振動の連成度が小さいことによるものである。さて、風荷重による横たわみが生じている場合(d)について、横たわみ変形計算とフラッター計算との間である種の収束計算を行うと、最も低いフラッター発生風速を与えた $\textcircled{T_1}$ 分岐においてかなりの風速の低下(86.5→72.5 m/s)が認められた。明確ではないが、風速とともに変化する各変位モード間の構造連成特性の影響が現れたものと考えられる。なお、横たわみ時の固有振動解析結果にSelberg式を適用することによって求められる値(62 m/s程度)は無風時の値(61 m/s)とほとんど変わらず、その物理的意味は疑わしい。

(2) 変断面箱桁……表1に解析結果をとりまとめて示した。それぞれの意味するところは前述のトラス桁の場合とほとんど同じである。箱桁の場合の最小のフラッター発生風速は $\textcircled{T_1}$ 分岐ではなく、 $\textcircled{T_3}$ 分岐で与えられる。この分岐は桁の揺れ対称1次形の成分がわずかに現れるに過ぎず、通常、揺れ振動とは認め難い振動モード形と言えるものである。準定常抗力の効果は大きくないが、静的3分力特性に応じた補正(c)

の効果はかなり大きく現れている。横たわみの影響による低下の程度が小さいのは箱桁では妥当なところであろう。

4. あとがき
長大吊橋の壊れ固有振動特性は対称1次モード形が最も低い固有振動数を与えるところに見られるが、このような場合に発生する曲げ壊れフラッターは、以上のように、本解析法のような変形の構造連成性を考慮した解析を適用してはじめて評価が正確に行えるものと考えられる。いずれにしても本解析法による対称形のフラッター限界風速は横たわみによって低くなるものの、なお従来法によるものより高く求められる。

<参考文献>

1) 宮田, 太田: 超長大吊橋のフラッター・ガスト応答に関する考察, 風工学シンポ, 43, 1986

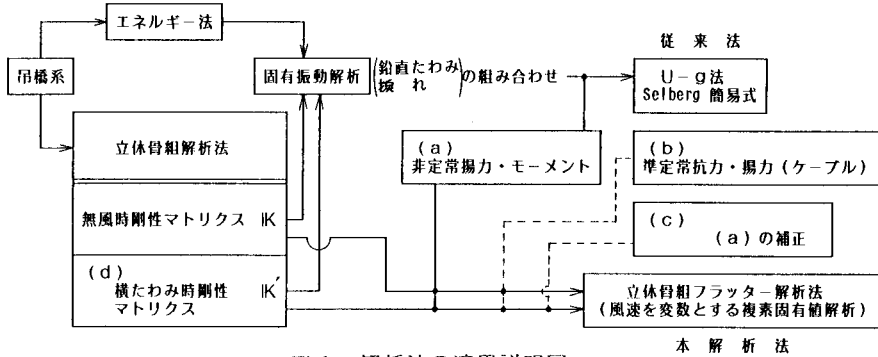


図1 解析法の適用説明図

壊れ対称1次振動 モード分枝	無風時 (U=0 m/s)						U=90 m/s			
	固有振動数 f_r (Hz) [f_r / f_a]	Selberg 式 U_r (m/s)	本解析法 U_r (m/s)			固有振動数 f_r (Hz) [f_r / f_a]	Selberg 式 U_r (m/s)	本解析法		
			(a)	(b)	(c)			(d)	(e)	
(T ₁)	鉛直たわみ $f_a=0.0624$	0.1597[2.56]	61.2	87.3	(計せず)	(同 左)	鉛直たわみ $f_a=0.0616$	0.1611[2.62]	62.0	(計せず)
(T ₂)	水平たわみ $f_a=0.0381$	0.2069[3.32]	82.2	(発生せず)	(同 左)	(同 左)	水平たわみ $f_a=0.0384$	0.2057[3.34]	81.8	(発生せず)
(T ₃)		0.1342[2.15]	49.5	82.5	84	82.2		0.1347[2.19]	49.9	90.5

表1 変断面箱桁の解析結果（固有振動数は立体骨組解析法による）

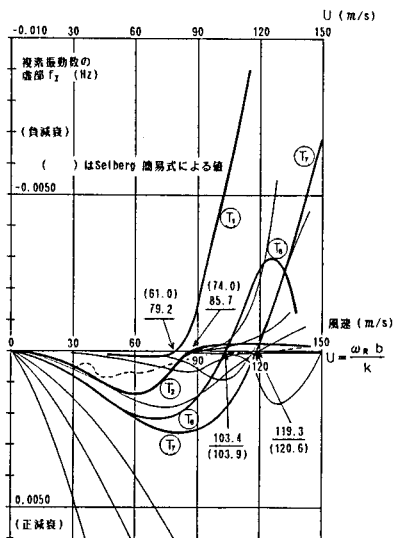
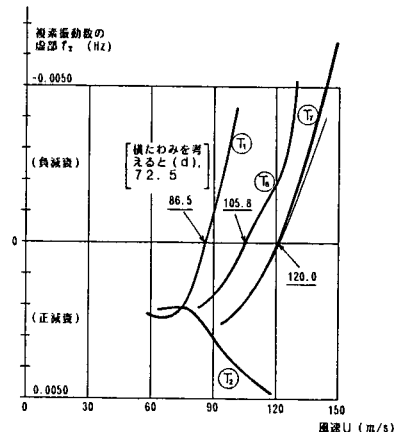


図2 トラス桁の解析結果 [空気力(a)]



トラス桁無風時固有振動数 (Hz)			
対称1次形		逆対称1次形	
(B_1) 0.0641	(T_1) 0.1323	(B_2) 0.0648	(T_3) 0.1518
(T_1) 0.1543	(T_3) 0.1729	(T_1) 0.1565	(T_3) 0.2073
0.1549		(T_1) 0.2376	

図3 トラス桁の解析結果 [空気力(b)]