

I - B 350

長大吊橋のフラッター解析に関する基礎的研究

神鋼鋼線工業 正 員 〇 榊 一平 九州工業大学 正 員 山口栄輝
九州工業大学 学生員 長尾悠太郎 九州工業大学 正 員 久保喜延

1. はじめに 現在、明石海峡大橋を上回る支間長の超長大橋梁が計画されている。支間長の増加に伴い吊橋は柔構造化し、曲げねじれ連成フラッターの発振風速が低下する。そのため、連成フラッターに関する様々な研究が行われ、その中には立体骨組フラッター解析により発振風速の検討を行ったものも数多く存在する。しかしながら、吊橋の立体骨組構造へのモデル化は種々のものがあり、モデル化の違いがフラッター特性の評価に及ぼす影響についての十分な知見は得られていない。また、風荷重による水平変形を考慮したフラッター解析の例は限られており、水平変形の影響についての十分な検討が行われているとは言い難い。そこで本研究では、モデル化の違いおよび水平変形の有無がフラッター発振風速の評価に与える影響を立体骨組フラッター解析により求め、考察を加える。

2. 解析方法

2. 1 解析対象 図1に示すような主径間長2000m、サグ比1/10の単径間吊橋および3径間吊橋を解析対象とした。これらの吊橋は、既存のものを参照して決定した。

2. 2 解析モデル 吊橋のモデル化の影響を見るために、単径間吊橋の解析は、バックステイと主塔を省略したもの(図2(a))と、それらを厳密にモデル化したもの(図2(b))とで行った。また、3径間吊橋のタワーリンクについてはタワーリンクを無視したもの(図3(a))とトラス要素でモデル化したもの(図3(b))を考えた。さらに、各解析モデルにおいて、水平変形を無視した場合と考慮した場合のフラッター解析を行った。

2. 3 解析手法 吊橋を立体骨組モデルに置き換え有限要素法で離散化し、直接法による立体骨組フラッター解析¹⁾を行う。その際、主桁に作用する非定常空気力には平板翼の空気力を用いた。

フラッター解析において風荷重による水平変形の影響を考慮する場合には、従来の完成形状における剛性マトリクス K の代わりに水平変形後の剛性マトリクス K を用いて、立体骨組フラッター解析を行うことになる。しかしながら、この K は変形後の座標、ねじれ角及び部材力によって決定される。したがって、風荷重を求める際に仮定した風速 V と、変形後の剛性マトリクス K を用いたフラッター解析によって求められる発振風速 V_{cr} とが一致するまで収束計算を繰り返すこととなる(図4)。なお、吊橋への静的な風荷重の載荷は主ケーブル、ハンガー、主塔については抗力のみを、主桁については静的三分力曲線(箱桁形式とトラス桁形式のもの)より逐次算出される迎角に依

キーワード：長大吊橋、フラッター、フラッター解析、水平変形、風荷重

連絡先：〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1 Tel 093-884-3110 Fax 093-884-3100

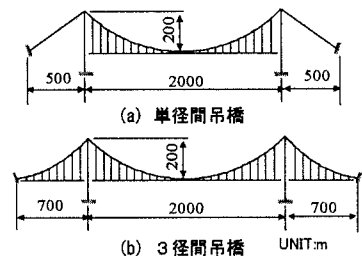


図1 解析モデル



図2 単径間吊橋のモデル化

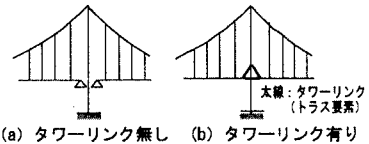


図3 タワーリンクのモデル化

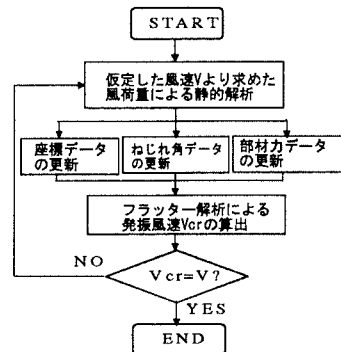


図4 風荷重による水平変形を考慮したフラッター解析

存する空気力を作用させた。

3. 解析結果および考察

3. 1 吊橋モデル化の影響 水平変形を無視したフラッター解析により求めた、箱桁形式補剛桁を有する単径間吊橋及び3径間吊橋の発振風速をそれぞれ表1、表2に示す。その時のフラッターモード形をそれぞれ図5、図6に示す。また、水平変形を考慮したフラッター解析による発振風速もそれぞれ表1、2に示す。

表1より、バックステイと主塔を省略したケースでは、それらをモデル化したケースに比べ、発振風速が4m/s程度高く求まることがわかる。また、図5のフラッターモード形について見ると、どちらのケースにおいても鉛直対称2次とねじれ対象1次の連成した同タイプのモードとなっている。しかし、バックステイをモデル化したケースでは、主桁のねじれに伴い主塔のねじれモードが連成している。このバックステイの有無による差異は、風荷重による水平変形を考慮しても同程度見られた。

表2より、タワーリンクを忠実にモデル化しても、境界条件による簡易的なモデル化によっても、発振風速の変化はほとんど見られなかった。図6に示すフラッターモード形についても、タワーリンクの有無による変化は見られず鉛直対称1次とねじれ対称1次が連成したモードとなった。この傾向は水平変形を考慮しても同様であった。

3. 2 風荷重変形の影響 フラッター発生時に生じる主桁の最大変位を表3に、水平変形を考慮した場合、考慮しない場合のフラッター発振風速を表4に示す。表3より、箱桁形式吊橋では最大10.6m、トラス桁吊橋では最大23.1mの水平変位の生じていることがわかる。三分力特性を反映して、抗力係数の大きいトラス桁で水平変形が大きい。

表4を見ると風荷重による変形の大小に関わらず、発振風速の差 $V_{II}-V_I$ は1m/s以下であった。また、フラッターモードについても、箱桁、トラス桁に関わらず風荷重変形を考慮することによる大きな影響は見られず図5、図6によく似たモードとなった。したがって、本解析で対象とした単径間吊橋、3径間吊橋においてフラッター特性を推定する場合、フラッター解析に風荷重による変形を考慮しても、その影響は小さいことがわかった。

4. まとめ 本研究より得られた知見をまとめると以下の様である。単径間吊橋のフラッター特性を評価するにあたり、バックステイおよび主塔を省略したモデル化を行うと、発振風速に関して危険側の評価を与える場合がある。また、本研究で対象とした吊橋に関し、フラッター解析におけるタワーリンクのモデル化や風荷重による水平変形の影響は小さく、タワーリンクを省略したモデルによる解析、水平変形を無視した解析によってもフラッター解析の精度は良好である。参考文献 1) 宮田利雄ほか：立体骨組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, pp267-275, 1989.4。

表1 単径間吊橋のフラッター発振風速

	水平変形無視	水平変形考慮
バックステイ無し V_I (m/s)	67.6	67.4
バックステイ有り V_{II} (m/s)	63.4	63.4
$V_{II}-V_I$ (m/s)	-4.2	-4.0

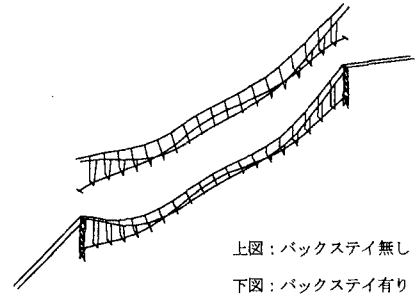


図5 単径間吊橋のフラッターモード

表2 3径間吊橋のフラッター発振風速

	水平変形無視	水平変形考慮
タワーリンク無し V_I (m/s)	79.3	78.8
タワーリンク有り V_{II} (m/s)	79.3	78.7
$V_{II}-V_I$ (m/s)	0.0	-0.1

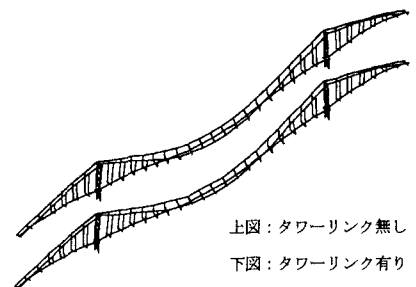


図6 3径間吊橋のフラッターモード

表3 主桁最大変位

	単径間吊橋		3径間吊橋	
	箱桁	トラス桁	箱桁	トラス桁
水平変位(m)	7.4	16.8	10.6	23.1

表4 発振風速に及ぼす水平変形の影響

	単径間吊橋		3径間吊橋	
	箱桁	トラス桁	箱桁	トラス桁
水平変形無視 V_I (m/s)	63.4	63.5	79.3	79.2
水平変形考慮 V_{II} (m/s)	63.4	63.6	78.8	78.3
$V_{II}-V_I$ (m/s)	0.0	+0.1	-0.5	-0.9