

石川島播磨重工業(株) 正員 〇極上 秀一

"

佐々木 敏

1. まえがき

中規模斜張橋はその経済性より桁高/桁幅比の大きい充復補剛桁を有することが多く、耐風安定性上渦励振が問題となる。このためフラップ、ディフレクター等の採用により空力断面特性の改善が試みられるが、一般的に渦励振動を完全に抑えることは難しい。従って耐風性は奥橋の構造減衰に負うところが大きいと言われている。著者らは典型的な中規模斜張橋の耐風性の検討を行なう機会を得て風洞実験と奥橋振動特性実験を一貫して実施した。これらの実験結果より構造減衰の重要性を具体的に示すと共に奥橋の構造減衰に関する資料及び桁とケーブルの動的相互作用現象が得られたのでここにこれらを報告する。

2. 実験対象橋¹⁾

対象橋は、関西電力相生火力発電所の建設道路用に建設された日の浦橋(図-1)と藤戸橋(120m+30m, 2径間連続橋)である。これらの橋は図-2に示す断面の補剛桁を有する。

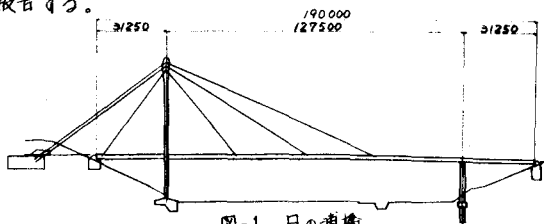


図-1 日の浦橋

3. 風洞実験

縮尺 $1/25$ の部分模型を用いた二次元バネ支持実験によっている。構造減衰率 $\delta_s = 0.02$ のもとに得られた結果を図-3に示す。基本断面はフラッターに対し良好な耐風性を示すが、ねじれとたわみの両モードの渦励振が認められ、特にねじれモードの振動は非常に大きい。制振対策として採用したフラップを施すと断面の渦励振特性は改善され、ねじれとたわみ振動はそれぞれ $\alpha 9^\circ$ と $\beta/B = 0.011$ まで減小する。このうちのねじれ渦励振動は共振風速が 30% 以上と高く、また発現迎角範囲が限定されていることより耐風安定性上問題が無いと言える。一方、たわみ振動の共振風速は 10% 前後と低いのでこの振動が奥橋で実際に発生した場合、使用性上問題が有ると考えられる。図-4はフラップを施した時、たわみ振動に対する断面空力特性が構造減衰に大きく依存することを示しており、本橋の耐風性において奥橋の構造減衰が重要な位置を占めていることが明らかである。本橋は構造減衰が 0.04 程度あればたわみ渦励振が全く発生しはくばる。このような耐風性の構造減衰依存は、安定化対策を施した充復断面によく見られる現象である。

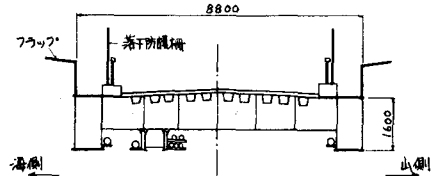


図-2 断面形状

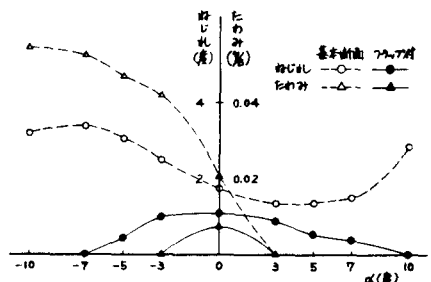


図-3 渦励振特性

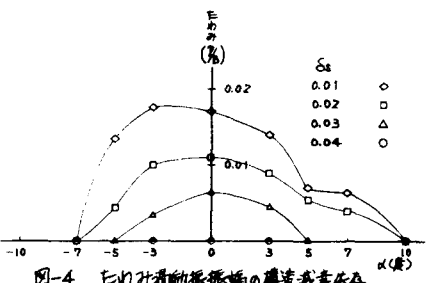


図-4 たわみ渦励振の構造減衰依存

4. 奥橋振動特性実験

日の浦橋を対象として表-1に示す4施工段階について実施した。

本橋はステージング工法によっているため、これらの施工段階において張り出し工法のような構造系の変化は少ない。実験は自由振動法によっており、初期振動はワイヤーロープを介して地上で電動(段階Ⅰ, Ⅱ, Ⅲ, Ⅳ)と手動加振機(段階Ⅳ)で与えた。

表-2に減衰波形より求めた各施工段階の新構造減衰と振動数を示す。本橋の耐風性を左右するたわみ

み1次の構造減衰の変化に着目してみると、段階Ⅰ→Ⅱ→Ⅲの増加は微小であるのに対し、段階Ⅲ→Ⅳの（図-5）増加は比較的大きい。これらの変化のうち、Ⅰ→Ⅱ→Ⅲは減衰が桁重量と共に大きくはまっていることより、桁重量の違いに起因していると考えられる。段階ⅢとⅣの構造系の違いは、ケーブルグラウト施工の前・後と安全ネットの有・無だけである。この段階間の減衰増加がケーブル自体の減衰変化によるものであれば、グラウトによりケーブル減衰が増大していなければならない。しかし、グラウト後の減衰はグラウト前と比較して逆に小さくはまっている（ケーブルの弦振動減衰は、グラウト前で $\delta_s = 0.0109$ 、グラウト後は 0.006 であった。この減衰の低減は、グラウト注入前に P.E. 保護管とケーブル鋼線間に隙間があり、この間で接触摩擦が発生していたためと思われる）。また安全ネットの撤去は、桁断面回りの空力減衰を低減させることは考えられるが、構造減衰増加の原因であるとは言えない。このように構造系に著しい変化が無い状態で、比較的大きい減衰増加が認められた現象は、最長ケーブルと桁の動的相互作用によることが推測される。最長ケーブルの固有振動数は、段階Ⅲで 1.1 Hz であったが、段階Ⅳではグラウトの付加質量により 1.0 Hz に低下した。その結果、ケーブル固有振動数が桁の固有振動数 0.84 Hz に接近した。一方、手動加振機で得られた段階Ⅳの結果（図-5）は、構造減衰が振幅に依存することを示している。振幅 $\eta/B = 0.001$ で構造減衰は 0.04 に達していることより、本橋はたれみ滑動振の耐風性に関しても問題が無いと言える。

桁とケーブルの動的相互作用に関する報告がある^{2), 3)}。藤戸橋においてもこの現象が観測された。桁

と最長ケーブルが共振を起し、桁のたれみ1次モードの自由振動波形は図-6に示すような不規則なものになる。加振は同じ手動加振機によってもかわれず、日の浦橋の $1/10$ 程度の初期振幅しか得ることができなかった。また加振停止後、桁は一旦急激に減衰し、その後ケーブルとのエネルギーのやり取りによる小さな振動が長く続く。小さな振幅にしか共振できなかった現象と加振停止後の急激な減衰は、桁が卓越する振動モードに対してケーブルは抑振効果を持つことを示している。加振停止直後の波形より構造減衰率を計算するとその値は 0.04 以上となる。

5. あとがき

構造減衰は斜張橋の滑動耐風性に大きな影響を及ぼすため、今後、奥橋構造減衰の振幅依存性に関する資料の蓄積とケーブル構造系の動的特性に関する理論的研究を進めていくことが必要であると考えられる。

参考文献

- 1). 丹羽「共通アンカーを持つ地盤定着式斜張橋。―藤戸橋および日の浦橋―」橋梁と基礎 82-6
- 2). 成井, 上原「Paraná川に架かる Zarate-Brazo Largo 斜張橋の橋型実験」橋梁と基礎 82-2
- 3). 宮田, 山口, 奥野「橋、桁系に付加されたケーブルの質量ダンパー併用効果」第35回土木年次講演集

表-1 奥橋振動試験段階（日の浦橋）

段階	I	II	III	IV
状態	ケーブル張力調整後	フラッグ地震施工後	鋪装施工後	ケーブルグラウト・安全ネット撤去後
桁重量	606	808	1024	996

* ケーブル総重量 グラウト前 29.01 t, グラウト後 36.36 t

表-2 構造減衰率と固有振動数（日の浦橋）

段階	I	II	III	IV
構造減衰率	自由1次	0.011	0.013	0.016
	" 2次	0.014	0.018	0.022
	強制1次	0.025	0.017	0.017
	" 2次	0.029	0.020	0.030
固有振動数 (Hz)	自由1次	1.05	0.88	0.80
	" 2次	1.89	1.68	1.52
	強制1次	1.94	1.68	1.60
	" 2次	2.96	2.68	2.60

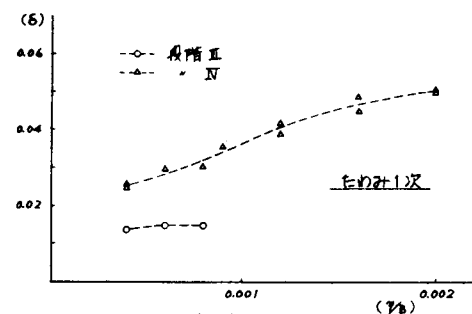


図-5 構造減衰の振幅依存性

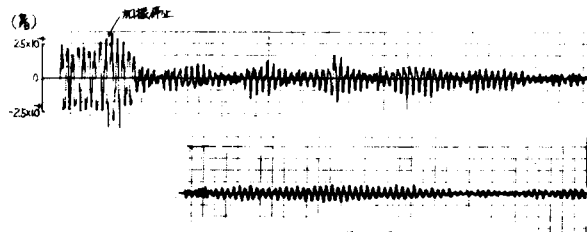


図-6 桁の自由振動波形（藤戸橋）