

ニールセン型ローゼ桁橋の構造減衰特性 に及ぼす吊材の影響

米田昌弘

正会員 工博 近畿大学助教授 理工学部土木工学科 (〒577-8502 東大阪市小若江 3-4-1)

ニールセン型ローゼ桁橋では、可動支承部での摩擦力を期待できない鉛直たわみ逆対称1次振動においても、構造対数減衰率で $\delta=0.07$ を越える非常に大きな値が報告されている。そこで、吊材のエネルギー吸収に着目し、ニールセン型ローゼ桁橋の構造減衰特性に及ぼす吊材の影響について解析的な見地から検討を加えた。その結果、安芸大橋における吊材のロスファクター η_c は $\eta_c=0.03\sim 0.05$ 程度の値であること、また、支間長が200mを越えるニールセン型ローゼ桁橋でも、 $\eta_c=0.03$ 程度のロスファクターを有する吊材を採用すれば、鉛直たわみ逆対称1次の構造対数減衰率として $\delta=0.08$ 程度の値を期待できるとの知見を提示した。

Key Words : Nielsen-Lohse bridge, damping characteristics, energy evaluation method aerodynamic stability

1. まえがき

アーチ系橋梁では、吊材に渦励振が発生した事例は幾つか報告されているものの、供用開始後の完成橋梁に限定すれば、補剛桁やアーチリブを含む橋梁全体系が風で振動した事例は報告されていない。しかしながら、最近、わが国で架設された最大支間長240mの鋼連続箱桁橋において、実際にたわみ渦励振が発生したことから¹⁾、アーチ系橋梁に対しても、今まで以上に積極的に風洞実験を実施し、細心の注意を払って耐風安定性を評価しなければならないという意見も出てくると予想される。この意見に対し、著者は、たとえ支間長が200mを越えるような規模の大きなアーチ系橋梁であっても、ニールセン型ローゼ桁形式を採用して通常の設計を実施すれば、橋梁全体系がたわみ渦励振で振動することはほとんどないと考えている。これは、吊材の空力干渉効果²⁾に加え、先に報告³⁾したように、ニールセン型ローゼ桁橋では可動支承部におけるクーロン摩擦の寄与が大きく、鉛直たわみ対称1次振動には非常に大きな減衰が付加されるからである。ただし、通常の可動支承では微小振幅域における固着などの問題が生じ、耐風設計上、可動支点部のクーロン摩擦に起因した構造減衰を積極的に期待するのは難しいという意見があるのも事実である。また、たとえ、微小振

幅域において可動支承部が固着しなかったとしても、鉛直たわみ逆対称1次振動では可動支承部のクーロン摩擦を期待できないことから、乱れの小さい一般的な風が作用すれば、鉛直たわみ逆対称1次モードの渦励振が発現する可能性があると考えられる技術者もいるようである。

しかしながら、実際には、鉛直たわみ逆対称1次振動の構造対数減衰率 δ として、安芸大橋(支間長110m)では、鉛直たわみ対称1次振動($\delta=0.171$)より小さいものの、 $\delta=0.07$ もの非常に大きな構造減衰が測定されている⁴⁾。また、新浜寺大橋(支間長254m)の振動実験でも、鉛直たわみ逆対称1次振動の構造減衰として、同様に $\delta=0.099$ もの非常に大きな値が得られている⁵⁾。ニールセン型ローゼ桁橋を対象とした振動実験はきわめて少ないが、このように可動支承部でのクーロン摩擦を期待できない鉛直たわみ逆対称1次振動においても、 $\delta=0.07$ を越える非常に大きな構造減衰が報告されている。これは、可動支承部での摩擦力以外の、たとえば、吊材(ロープ)部でのエネルギー吸収に起因すると思われるが、今までのところ、ニールセン型ローゼ桁橋の構造減衰特性に及ぼす吊材の寄与について定量的な評価はなされていないのが現状である。

そこで、本研究では、山口ら⁶⁾が提案している、全ポテンシャルエネルギー(全振動エネルギー)に

占めるひずみエネルギーの比から構造減衰を算定する手法を適用し、ニールセン型ローゼ桁橋の構造減衰特性に及ぼす吊材の影響について解析的な見地から検討を加えることとした。

2. エネルギー比に基づく構造減衰の算定法

n 次モードの減衰定数 h_n は、式(1)に示すように、1 周期あたりの減衰エネルギー（散逸エネルギー） D_n のポテンシャルエネルギー U_n に対する比として定義される。

$$h_n = \frac{D_n}{4\pi U_n} \quad (1)$$

ここに、1 周期あたりの減衰エネルギー D_n は、ロスファクター（損失係数） η を導入すれば、以下のようにひずみエネルギー V_n に比例した形で表すことができる。

$$D_n = 2\pi\eta V_n \quad (2)$$

式(2)で与えられる減衰エネルギーの評価式を、ニールセン型ローゼ桁橋の構成要素部材である補剛桁、アーチリブ、吊材に適用すれば、それぞれの構成部材に対応するひずみエネルギーは

$$D_{g,n} = 2\pi\eta_g V_{g,n} \quad (3)$$

$$D_{a,n} = 2\pi\eta_a V_{a,n} \quad (4)$$

$$D_{c,n} = 2\pi\eta_c V_{c,n} \quad (5)$$

となる。ただし、 η_g 、 η_a 、 η_c は補剛桁、アーチリブ、吊材のロスファクターである。また、 $V_{g,n}$ 、 $V_{a,n}$ 、 $V_{c,n}$ は補剛桁、アーチリブ、吊材のひずみエネルギーで、固有振動解析で得られた各次数の振動モードを変位と考えれば、次式で評価できる。

$$V_{g,n} = \frac{1}{2} \{\Phi_{g,n}\}^T \{K_g\} \{\Phi_{g,n}\} \quad (6)$$

$$V_{a,n} = \frac{1}{2} \{\Phi_{a,n}\}^T \{K_a\} \{\Phi_{a,n}\} \quad (7)$$

$$V_{c,n} = \frac{1}{2} \{\Phi_{c,n}\}^T \{K_c\} \{\Phi_{c,n}\} \quad (8)$$

ここに、 $\{K_g\}$ 、 $\{K_a\}$ 、 $\{K_c\}$ は、それぞれ補剛桁、アーチリブ、吊材に対応する微小変位剛性行列である。また、 $\{\Phi_{g,n}\}$ 、 $\{\Phi_{a,n}\}$ 、 $\{\Phi_{c,n}\}$ はそれぞれ補剛桁、アーチリブ、吊材の n 次固有モードベクトルで、通常は次式で正規化した値を使用する。

$$\{\Phi_n\}^T [M] \{\Phi_n\} = 1 \quad (9)$$

一方、1 周期あたりのポテンシャルエネルギー U_n は全振動エネルギーに等しく、固有振動解析で得られた各次数の振動モードを変位と考えれば、

$$U_n = \frac{1}{2} \{\Phi_n\}^T [M] \{\Phi_n\} \omega_n^2 \quad (10)$$

で与えられることになる。ここに、 ω_n は n 次モードの固有円振動数、 $\{\Phi_n\}$ は n 次モードのモード振幅である。ただし、振動モードを式(9)のように正規化すれば、式(10)は次のような簡単な式で表される。

$$U_n = \frac{1}{2} \omega_n^2 \quad (11)$$

以上より、ニールセン型ローゼ桁橋における n 次モードの減衰定数 h_n は、

$$h_n = \frac{D_n}{4\pi U_n} = \frac{2\pi\eta_g V_{g,n} + 2\pi\eta_a V_{a,n} + 2\pi\eta_c V_{c,n}}{4\pi U_n} = \frac{\eta_g V_{g,n} + \eta_a V_{a,n} + \eta_c V_{c,n}}{\omega_n^2} \quad (12)$$

で計算できる。また、 n 次モードの対数減衰率 δ_n は、

$$\delta_n \doteq 2\pi h_n \quad (13)$$

を用いて算出すれば良い。

3. 吊材に起因した構造減衰

(1) 対象とした橋梁モデルとその構造諸元

対象とした橋梁モデルは、図-1に示す支間長 236m、ライズ比 1/6.44 のニールセン型ローゼ桁橋である。橋梁の構造諸元を表-1に示す。この橋梁を対象として、可動支承部が設計条件通りの挙動を示すとした場合（CASE-MH）および摩擦力の影響で可動支承部での水平移動が完全に拘束されるとした場合（CASE-HH）のそれぞれについて固有振動解析を実施した。その結果を図-2に示す。図-2からわかるように、可動支承部が設計条件通りの挙動を示すとした場合（CASE-MH）、固有振動数は、対称 1 次モードである 1 次が $f_1=0.986\text{Hz}$ 、逆対称 1 次モードである 2 次が $f_2=1.181\text{Hz}$ 、対称 2 次モードである 3 次が $f_3=1.595\text{Hz}$ となっている。これに対し、摩擦力の影響で可動支承部での水平移動が完全に拘束されるとした場合（CASE-HH）には、対称モードの固有振動数のみが上昇し、1 次は逆対称 1 次モードで $f_1=1.179\text{Hz}$ 、2 次は対称 1 次モードで $f_2=1.310\text{Hz}$ 、3 次は対称 2 次モードで $f_3=1.708\text{Hz}$ となっている。このように、今回対象としたニールセン型ローゼ桁橋では、可動支承部の水平移動が拘束されると基本振動モードが変化（対称 1 次モードから逆対称 1 次モードに変化）することから、以下の解析結果と考察では、読者が誤解を招かないよう、振動モードを対称 1 次、逆対称 1 次、対称 2 次と記述することとする。

表-1 ニールセン型ローゼ桁橋の構造諸元

	断面積 A (m ²)	断面 2 次モーメント I (m ⁴)	弾性係数 E (tf/m ²)	重量 w (tf/m)
アーチリブ	0.4	0.28	2.1×10 ⁷	4.0
補剛桁	0.3	0.20	2.1×10 ⁷	11.5
吊材	0.005	-	1.6×10 ⁷	-

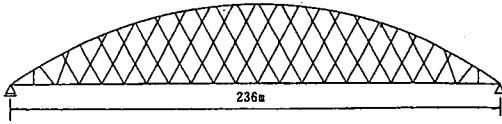
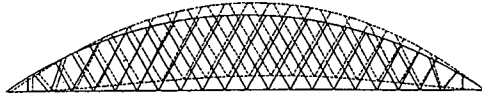
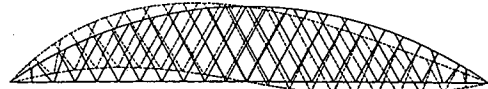


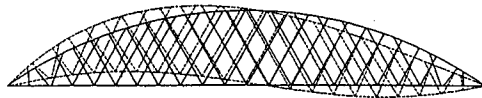
図-1 対象としたニールセン型ローゼ桁橋
(ライズ比; 1/6.44)



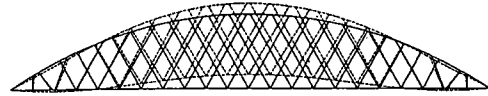
$f_1=0.986\text{Hz}$ (対称 1 次)



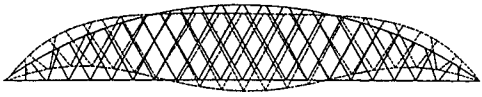
$f_1=1.179\text{Hz}$ (逆対称 1 次)



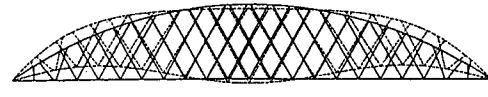
$f_2=1.181\text{Hz}$ (逆対称 1 次)



$f_2=1.310\text{Hz}$ (対称 1 次)



$f_3=1.595\text{Hz}$ (対称 2 次)



$f_3=1.708\text{Hz}$ (対称 2 次)

(a) 可動支承部が設計通りに移動する場合
(CASE-MH)

(b) 可動支承部の水平移動を完全に拘束した場合
(CASE-HH)

図-2 ニールセン型ローゼ桁橋の固有振動解析結果

(2) 解析結果と考察

ニールセン型ローゼ桁橋では、吊材の初期張力に起因したポテンシャルエネルギーは非常に小さく、実際、吊材に初期張力を導入して固有振動解析を実施しても橋梁全体系の固有振動数はほとんど変化しない。それゆえ、本研究では、吊材の初期張力に起因したポテンシャルエネルギーを無視(吊材の横振動を無視)して、ニールセン型ローゼ桁橋の構造減衰を算定することとした。

式(12)を適用してニールセン型ローゼ桁橋の構造減衰を算定する場合、構成部材である補剛桁、アーチリブ、吊材のロスファクターが必要となる。これらのロスファクターは現時点では不明であることから、ここでは橋梁形式は相違するものの、同じ鋼製橋梁に属する鶴見つばさ橋(鋼斜張橋)で同定された値⁶⁾を代用するものとした。すなわち、構成部材の材質に着目し、補剛桁のロスファクター η_g として鶴見つばさ橋の主桁部の値である $\eta_g=0.0094$ を、また、アーチリブのロスファクター η_a として鶴見つばさ橋の主塔部の値である $\eta_a=0.0036$ を採用した。ただし、斜張橋のケーブルとニールセン型ローゼ桁橋

の吊材では、材質やより方ならびにサグも異なることから、両者のロスファクターは大きく相違する可能性がある。そこで、本研究では、吊材のロスファクター η_c を $\eta_c=0.01\sim 0.06$ の範囲で変化させることとした。

前章に示したエネルギー法に基づく算定法を適用し、CASE-MH(可動支承部が設計条件通りの挙動を示すとした場合)とCASE-HH(摩擦力の影響で可動支承部での水平移動が完全に拘束されるとした場合)のそれぞれについて、構造対数減衰率を算定した。その結果をそれぞれ表-2、表-3に示す。これらの結果から、吊材によって付加される構造減衰は、可動支承部の拘束条件に係わらず、逆対称1次モードが最も大きく、たとえば、 $\eta_c=0.01$ と仮定した場合にも $\delta=0.03$ 程度の構造減衰が、また、 $\eta_c=0.03$ と仮定した場合には $\delta=0.08$ 程度の構造減衰が付加されていることがわかる。

一方、対称1次や対称2次モードについても吊材の寄与が認められ、可動支承部の水平移動を拘束したCASE-HH(可動支承部のクーロン摩擦を期待できない場合)でも、 $\eta_c=0.01$ と仮定した場合には δ

表-2 ひずみエネルギーから算定した構造減衰 (CASE-MH)

振動モード	固有振動数 f	構造対数減衰率 δ					
		$\eta_c=0.01$	$\eta_c=0.02$	$\eta_c=0.03$	$\eta_c=0.04$	$\eta_c=0.05$	$\eta_c=0.06$
対称 1 次	0.986 Hz	0.0212	0.0300	0.0357	0.0414	0.0471	0.0528
逆対称 1 次	1.181 Hz	0.0295	0.0554	0.0814	0.1073	0.1332	0.1591
対称 2 次	1.595 Hz	0.0289	0.0525	0.0761	0.0997	0.1234	0.1470

表-3 ひずみエネルギーから算定した構造減衰 (CASE-HH)

振動モード	固有振動数 f	構造対数減衰率 δ					
		$\eta_c=0.01$	$\eta_c=0.02$	$\eta_c=0.03$	$\eta_c=0.04$	$\eta_c=0.05$	$\eta_c=0.06$
対称 1 次	1.310 Hz	0.0221	0.0378	0.0535	0.0692	0.0849	0.1006
逆対称 1 次	1.179 Hz	0.0297	0.0559	0.0821	0.1083	0.1345	0.1608
対称 2 次	1.708 Hz	0.0237	0.0416	0.0594	0.0773	0.0951	0.1129

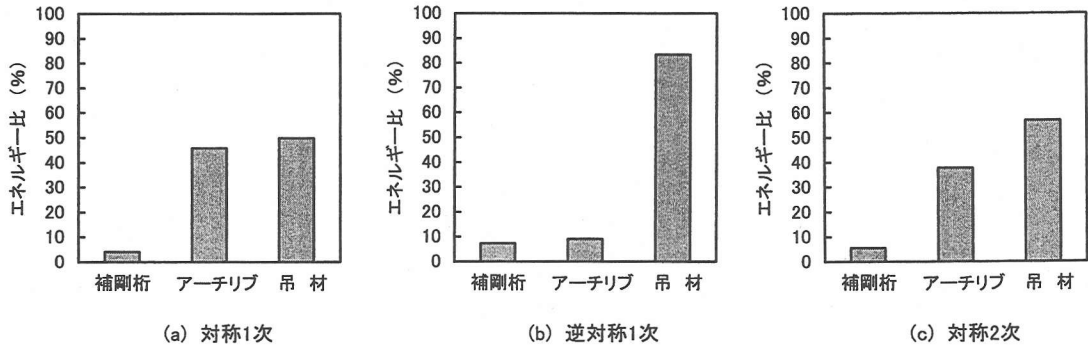


図-3 CASE-HH のエネルギー比

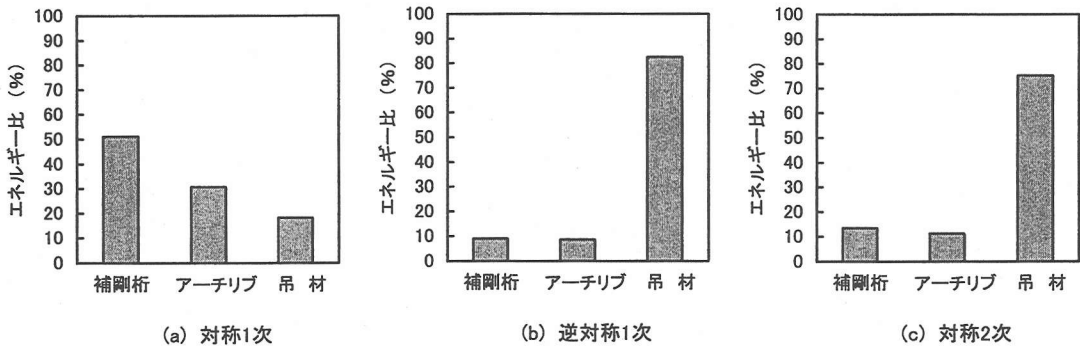


図-4 CASE-MH のエネルギー比

=0.02 程度の構造減衰が、 $\eta_c=0.03$ と仮定した場合には $\delta=0.05$ 程度の構造減衰が、それぞれ付加されていることがわかる。このように吊材の寄与で対称モードの構造減衰が増加したのは、図-3に示したCASE-HHのエネルギー比(全振動エネルギーに占める各構成部材のひずみエネルギー比)からわかるように、吊材のエネルギー比が対称1次で約50%、対称2次で約57%を占めていることを考えれば理解できる。なお、可動支承部が設計条件通りの挙動

を示すとしたCASE-MHでは、表-2からわかるように、ロスファクター η_c の増加にともなって、対称1次モードの構造減衰が対称2次モードよりも明らかに小さくなっている。これは、図-4に示したCASE-MHのエネルギー比からわかるように、吊材のエネルギー比が対称2次では約75%を占めているのに対し、対称1次では約18%の値しか示していないことに起因する。

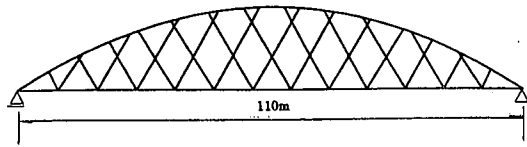


図-5 安芸大橋 (ライズ比; 1/6.47)

表-4 安芸大橋の構造諸元

	断面積 A (m ²)	断面 2 次モーメント I (m ⁴)	弾性係数 E (tf/m ²)	重量 w (tf/m)
アーチリブ	0.094	0.022	2.1×10 ⁷	0.84
補剛桁	0.070	0.009	2.1×10 ⁷	4.44
吊材	0.002	-	1.6×10 ⁷	-

表-5 安芸大橋の固有振動数と構造減衰

振動モード	固有振動数 (Hz)			構造対数 減衰率
	実測値	解析値		
		CASE-MH	CASE-HH	
対称 1 次	1.853	1.768	2.163	0.171
逆対称 1 次	2.185	2.125	2.125	0.070
対称 2 次	3.015	2.907	2.923	0.141
逆対称 2 次	3.850	3.824	3.826	0.112
対称 3 次	5.260	4.935	4.938	0.119

表-6 吊材 (安芸大橋) のロスファクター

振動モード	ロスファクター
逆対称 1 次	0.026
対称 2 次	0.057
逆対称 2 次	0.051
対称 3 次	0.057

(3) ロスファクター η_c の同定

前節の検討から、ニールセン型ローゼ桁橋では、吊材のロスファクター η_c として $\eta_c=0.03$ 程度の値を仮定できれば、クーロン摩擦を期待できない逆対称 1 次モードに対しても $\delta=0.08$ 程度の非常に大きな構造対数減衰率が付加される可能性があることを示唆できた。しかしながら、ニールセン型ローゼ桁橋の構造減衰は吊材のロスファクター η_c に大きく依存することから、ここでは、実橋の振動試験データを用いて、吊材のロスファクター η_c を同定することとした。

対象とした実在橋梁 (ニールセン型ローゼ桁橋) は、図-5 に示す支間長 110m、ライズ比 1/6.47 の安芸大橋であり、その構造諸元を表-4 に示す。この安芸大橋を対象として、可動支承部が設計条件通りの挙動を示すとした場合 (CASE-MH) および摩擦力の影響で可動支承部での水平移動が完全に拘束されるとした場合 (CASE-HH) のそれぞれについて固有振動解析を実施した。固有振動解析結果と振動実験 (最大加振力 5tonf の起振機を使用した実験) で得られた実測値 (固有振動数と構造対数減衰率) をまとめて表-5 に示す。表-5 からわかるように、CASE-HH の基本振動モードは逆対称 1 次となっているのに対し、CASE-MH では実測結果と同じく対称 1 次が基本振動モードとなっている。それゆえ、吊材のロスファクター η_c を算出するにあたっては、CASE-MH (可動支承部が設計条件通りの挙動を示すとした場合) の固有振動解析結果を用いることとした。

ところで、振動実験時に可動支承部が完全に固着していなかったとすれば、測定された対称モードの

構造減衰にはクーロン摩擦の影響が現れる。ただし、クーロン摩擦は対称 1 次モードの構造減衰に大きく寄与するものの、対称 2 次や対称 3 次モードではその寄与は比較的小さいことが知られている³⁾。このことは、表-5 に示した CASE-MH と CASE-HH の固有振動数を比較すればわかるように、可動支承部を拘束した場合、対称 1 次の固有振動数は大きく上昇するのに対し、対称 2 次や対称 3 次では増加の程度が非常に小さいことから理解できる。

以上のことから、吊材のロスファクターを算定する振動モードとして、クーロン摩擦が寄与しない逆対称 1 次と逆対称 2 次に加え、クーロン摩擦の影響が小さいと考えられる対称 2 次と対称 3 次モードも採用することとした。したがって、CASE-MH の固有振動解析結果を用い、それぞれの振動モードに対して式(12)を適用すれば、吊材のロスファクター η_c を算定できることとなる。ただし、安芸大橋では完成系に対する振動実験しか行われていないことから、吊材のロスファクターを算定するためには補剛桁とアーチリブのロスファクターがそれぞれ必要となる。ここでは、補剛桁とアーチリブのロスファクターとして、前節の検討と同じくそれぞれ $\eta_g=0.0094$ 、 $\eta_a=0.0036$ を仮定するものとした。算出された、吊材のロスファクター η_c を表-6 にまとめる。表-6 から、逆対称 1 次から得られたロスファクターは $\eta_c=0.026$ となっているが、その他の振動次数から算定した値はほぼ等しく $\eta_c=0.05$ 程度のロスファクターを示していることがわかる。なお、安芸大橋の吊材で得られたロスファクター $\eta_c=0.03\sim 0.05$ は、辻・加納⁷⁾ が示したワイヤーロープの提案値 0.038 と概ね近い値になっていることを付記しておく。

4. まとめ

本研究は、ニールセン型ローゼ桁橋の構造減衰特性に及ぼす吊材の影響について解析的な見地から検討を加えたものである。得られた主要な結果を以下にまとめる。

(1) 支間長 236m のニールセン型ローゼ桁橋を対象としてエネルギー法に基づく算定法を適用した結果、構造減衰は、可動支承部の拘束条件に係わらず、逆対称 1 次モードが最も大きく、たとえば、 $\eta_c=0.01$ と仮定した場合にも $\delta=0.03$ 程度の構造減衰が、また、 $\eta_c=0.03$ と仮定した場合には $\delta=0.08$ 程度の構造減衰が付加される。

(2) 対称 1 次や対称 2 次モードについても吊材の寄与が認められ、可動支承部の水平移動を拘束した CASE-HH (可動支承部のクーロン摩擦を期待できない場合) でも、 $\eta_c=0.01$ と仮定した場合には $\delta=0.02$ 程度の構造減衰が、 $\eta_c=0.03$ と仮定した場合には $\delta=0.05$ 程度の構造減衰が、それぞれ付加される。

(3) 安芸大橋 (支間長 110m) を対象として、吊材のロスファクター η_c を算出した。その結果、着目した振動モードによって値は幾分変化したが、吊材のロスファクターとして $\eta_c=0.03\sim 0.05$ 程度の値が得られた。

以上より、ニールセン型ローゼ桁橋の構造減衰は吊材のロスファクター η_c に大きく依存するものの、設計で $\eta_c=0.03$ 程度の吊材を採用できれば、橋梁全体系がたわみ渦励振で振動することはきわめて少ないと考えられる。本文が、吊形式以外の長スパン

化傾向にある橋梁構造物の耐風安定性を検討する実務技術者にとって、有用な技術資料になれば幸いである。

参考文献

- 1) 日経 BP 社編：秒速 16m の風が橋桁を揺らす，日経コンストラクション，pp.38～39，1995 年 4 月 28 日号。
- 2) 所 伸介，松永 功，吉武範幸，本田明弘，亀田陽市：全橋模型を用いた新北九州空港連絡橋の耐風安定性に関する検討，第 15 回風工学シンポジウム論文集，pp.521～526，1998 年 12 月。
- 3) 米田昌弘：橋梁の可動支承部における摩擦力に起因した構造減衰特性に関する 2，3 の考察，土木学会論文集，第 492 号 / VI-23，pp.137～145，1994 年 6 月。
- 4) 高木澄清，玉川 正，益田正雄，永井晋也，是松雅雄：安芸大橋 (ニールセン型ローゼ桁橋) の実験報告，土木学会論文報告集，第 177 号，pp.1～8，1970 年 5 月。
- 5) 林 秀侃，小松郁夫，中辻陽一，西星匡博：新浜寺大橋 (ニールセンローゼ橋) 振動実験について，土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集，pp.744～745，1993 年 9 月。
- 6) 山口宏樹，高野晴夫，小笠原政文，下里哲弘，加藤真志，加藤久人：斜張橋振動減衰のエネルギー的評価法と鶴見つばさ橋への適用，土木学会論文集，第 543 号 / I-36，pp.217～227，1996 年 7 月。
- 7) 辻 松雄，加納 勇：ワイヤーロープの減衰能，建設コンサルタント協会近畿支部 第 13 回 (昭和 55 年度) 業務研究発表会，pp.73～82，1980 年 8 月

(1999. 8. 30 受付)

DAMPING CHARACTERISTICS OF NIELSEN-LOHSE BRIDGES DUE TO DISSIPATION ENERGY FROM DIAGONAL SUSPENDER ROPES

Masahiro YONEDA

In this paper, the damping characteristics of Nielsen-Lohse bridge is discussed based on the energy evaluation method. The damping values of Nielsen-Lohse bridge with a span length of 236 m are analyzed to grasp the contribution of dissipation energy from diagonal suspender ropes. The numerical analyses are also performed by using full scale measurements of the Aki bridge to identify the loss factor of the diagonal suspender ropes. From these calculation results, some pieces of useful information for the damping characteristics are obtained to investigate the aerodynamic stability of Nielsen-Lohse bridges.