

I-B263 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

近畿大学理工学部 正会員 米田昌弘

1. はじめに ニールセン型ローゼ桁橋では、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実測されている。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)の素線間のすべりによる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。そこで、本研究では、山口ら¹⁾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. 対象とした橋梁とその構造諸元 対象とした橋梁は、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り、その構造諸元を表-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。

3. エネルギー比に基づく構造減衰の算定法 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、

$$h_n = \frac{D_n}{4\pi U_n} = \frac{2\pi\eta_g V_{g,n} + 2\pi\eta_a V_{a,n} + 2\pi\eta_c V_{c,n}}{4\pi U_n} = \frac{\eta_g V_{g,n} + \eta_a V_{a,n} + \eta_c V_{c,n}}{\omega_n^2} \quad (1)$$

で計算できる。ここに、 D_n と U_n は、1周期あたりの減衰エネルギー(散逸エネルギー)とポテンシャルエネルギーである。また、 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、 $V_{g,n}$ 、 $V_{a,n}$ 、 $V_{c,n}$ は補剛桁、アーチリブ、吊材のひずみエネルギー、 ω_n はn次モードの固有円振動数である。

4. 解析結果と考察 式(1)を用い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、ここでは補剛桁のロスファクター η_g として鶴見つばさ橋の桁部の値である $\eta_g=0.0094$ 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 $\eta_a=0.0036$ を代用した。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も相違することから、本研究では吊材のロスファクター η_c を $\eta_c=0.01\sim0.06$ の範囲で変化させることとした。

固有振動解析結果を利用して、CASE-MHとCASE-HH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 $\delta=0.08$ 程度もの構造減衰が付加されていることがわかる。

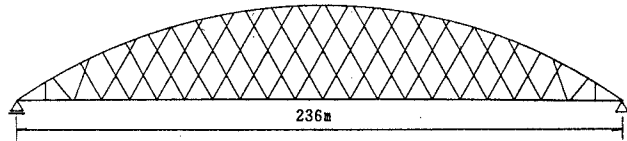


図-1 対象としたニールセン型ローゼ桁橋(ライズ比:1/6.44)

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	—

キーワード: ニールセン型ローゼ桁橋, 構造減衰, 吊材, 耐風性

連絡 先: 〒577-8502 東大阪市小若江 3-4-1 TEL 06-6721-2332 FAX 0729-95-5192

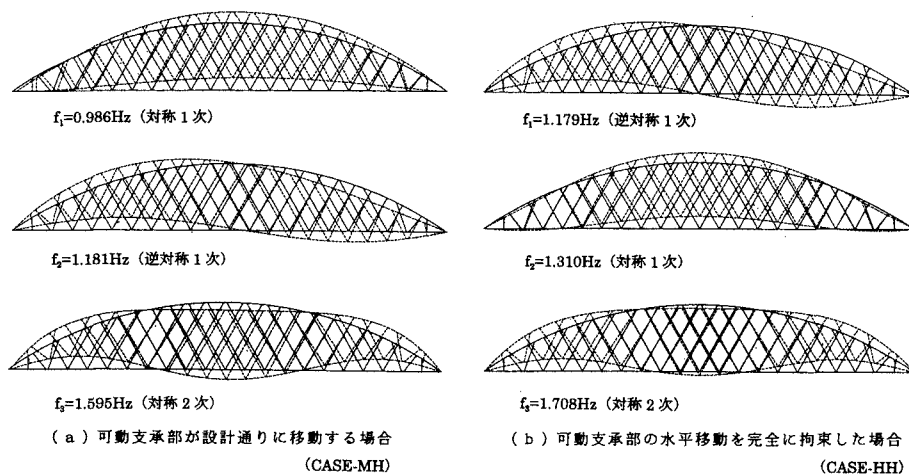


図-2 ニールセン型ローゼ桁橋の固有振動解析結果

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

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、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、結果は省略するが、吊材のエネルギー比（全振動エネルギーに占める吊材のひずみエネルギー比）が対称 1 次で約 50%，対称 2 次で約 57%であったことを考えれば理解できる。

5. まとめ 以上の解析結果から、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測定されるものと推察される。一方、文献 2) で報告したように、ニールセン型ローゼ桁橋の対称振動では、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。それゆえ、支間長が 200m を越えるような大規模なニールセン型ローゼ桁橋であっても、通常の設計さえ実施すれば、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られる。

【参考文献】 1) 山口ほか：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-36，1996 年 7 月。 2) 米田：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-23，1994 年 6 月。