

I-245 歩道橋の振動性状と耐震性

東京大学生産技術研究所 正員 久保慶三郎
 同 正員 〇片山恒雄
 同 正員 佐藤暢彦

1. 歩道橋の振動性状測定 横断歩道橋の振動性状を知るために、実在の歩道橋5橋の振動測定を実施した。対象とした歩道橋は幅員1.5mで、それらの剛性・重量などを表-1に示す。幅員1.5m、支間12mから30mの歩道橋に関しては、“横断歩道橋設計指針”(日本道路協会, 1965.12)に準拠した建設省の標準設計がある(“土木構造物標準設計V(横断歩道橋)”, 日本道路協会, 1967.4)。測定した5橋のうち、岸歩道橋は標準設計とわずかに異なるが、他の4橋は標準設計の歩道橋である。

表-1 実験した歩道橋の諸元

これら5橋は広い範囲の支間長を含み、主桁と階段の方向の関係もそれぞれ異なっている。

実験は最大出力500kgの起振器による強制振動試験を主体とし、自由振動測定・常時微動測定を併用した。強制振動試験は橋軸方向と橋軸直角方向について行ない、共振曲線から固有振動数と減衰定数を推定し、注目する振動数における各部の定常振動振幅から振動形を求めた。常時微動記録からは自己相関関数とパワー

橋名	岸	湘光	平台	旭町	子母口
型式					
橋長(m)	12.1	20.0	24.35	27.74	29.0
支間(m)	10.3	19.0	23.0	26.0	27.0
主桁断面	ウェブ 426×9 フランジ 200×12	768×9 200×16	468×9 200×16	968×9 200×16	1268×9 200×16
主桁EI (kg-cm ²)	鉛直 0.124×10 ¹² 水平 4.23×10 ¹²	0.558×10 ¹² 5.91×10 ¹²	1.10×10 ¹² 6.40×10 ¹²	1.10×10 ¹² 6.40×10 ¹²	1.94×10 ¹² 7.09×10 ¹²
主桁重量(t)	6.69	13.77	18.55	21.04	22.90
主桁支柱断面	φ609.6×9.5	φ711.2×9.5			
主桁支柱EI(kg-cm ²)	1.69×10 ¹¹	2.71×10 ¹¹			
主桁支柱高(m)	5.04	5.41	4.96	4.96	4.96
主桁支柱重量(t)	2.26	2.36	2.64	2.64	2.64
階段重量(t)	6.98	8.09	9.70	7.47	10.33

スペクトルを計算し動的特性推定の補助とした。

実測から推定された固有振動数と減衰定数を表-2に示す。子母口歩道橋の水平振動は階段軸に直角な方向に卓越して生ずるため、橋軸方向・橋軸直角方向の加振から良好な結果が得られず、振動数・減衰とも常時微動測定の結果から推定した。水平振動の最低次固有振動数は、幅員1.5m、支間30m以下の標準設計歩道橋では、2.5Hzから5.5Hz程度であることがわかる。図-1に測定された水平振動の振動形を示す。最低次の振動形は、階段軸の方向によって異なる。橋軸方向振動では主桁は剛体として変位しているが、橋軸直角方向振動では主桁の撓みを無視することはできない。減衰定数は鉛直振動において0.5~1%程度、水平振動において1~5%程度である。水平方向振動の減衰と階段軸の方向の関係は明らかではないが、一般に固有振動数の増加とともに減衰も増大しているよ

表-2 実測値と計算値の一覧

	f(Hz)	鉛直			橋軸			橋軸直角		
		実測	計算	モデル	実測	計算	モデル	実測	計算	モデル
岸	実測	8.2	5.4	12.8						
	計算	6.9	4.5	12.8						
	計算モデル	A, B, $\mu_1=\mu_2=1$			C, $\mu_1=\mu_2=8.6$					
	δ (%)	1.1	1.2	5.1						
湘光	実測	4.3	7.3	3.1						
	計算	3.9	7.3	3.0						
	計算モデル	A, B, $\mu_1=\mu_2=5.7$			C, $\mu_1=\mu_2=1$					
	δ (%)	0.8	2.4	1.2						
平台	実測	3.7	6.7	3.8						
	計算	3.5	6.6	4.2						
	計算モデル	A, B, $\mu_1=4.8, \mu_2=1$			C, $\mu_1=1, \mu_2=4.8$					
	δ (%)	1.2	4.2	2.2						
旭町	実測	3.2	4.7	5.1						
	計算	2.8	3.7	5.1						
	計算モデル	A, B, $\mu_1=\mu_2=1$			C, $\mu_1=\mu_2=4.1$					
	δ (%)	0.7	2.0	1.1						
子母口	実測	3.7	2.7							
	計算	3.3	3.2							
	計算モデル	A			C, $\mu_1=\mu_2=1$					
	δ (%)	0.6	2.4							

うであり、6 Hz以下では1~2.5%、6 Hz以上では2.5~5%位となっている。

2. 歩道橋の振動モデル 測定された振動形に基づいて、歩道橋の基本的な振動性状を表わす振動モデルを作成した(図-2)。モデルBでは主桁を剛体と考えている。モデルB、Cでは主桁支柱上端に、支柱重量の1/2と階段重量の1/4を集中させている。これは階段が中間に支柱を有しているからである。モデルCの固有振動数は、主桁の横撓みを正弦波半波と仮定してエネルギー法で計算した。モデルAは両端単純支持ばりであり、主桁の交点からの突出の影響や鉛直振動に伴う支柱の曲げの影響を無視しているため、計算固有振動数が測定値より小さいが、実用的には十分な推定値である。階段軸の方向が支柱の見掛けの

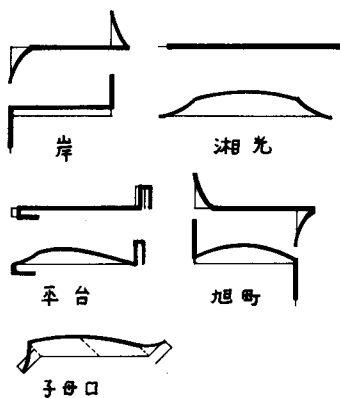


図-1 水平振動形形の概略

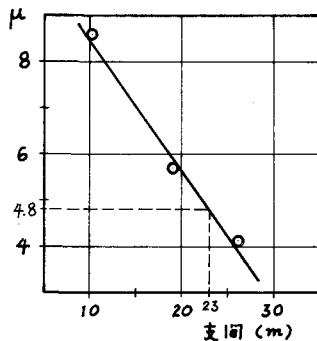


図-3 係数 μ と支間長

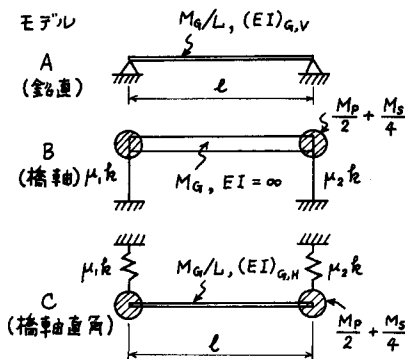


図-2 歩道橋の振動モデル

記号	意味
L	橋長
l	支間
h	主桁支柱の高さ
M _g	主桁総質量
M _s	片側階段質量
M _p	主桁支柱1本の質量
(EI) _{g,v}	主桁鉛直方向曲げ剛性
(EI) _{g,h}	主桁水平方向曲げ剛性
(EI) _p	主桁支柱曲げ剛性
k	$3(EI)_p/h^3$

剛性に及ぼす影響は係数 μ_1, μ_2 によって考慮した。岸および旭町歩道橋の橋軸方向の実測振動数と計算値の比較から(表-2中の□), 階段軸直交方向の変形では実用上 $\mu=1$ とみなせる。階段軸方向の変形に対しては、表-2の□で示した部分につき、計算値と測定値が一致するように μ の値を定めた。 μ と支間の関係を図-3に示す。図-3から標準設計歩道橋では μ が支間の関数として近似的に求めるとした。以上の仮定と推論に従って計算した水平振動の固有振動数と実測値の一致は実用上十分な精度を有していると判断した(表-2)。

3. 歩道橋の耐震性 “横断歩道橋設計指針”では、地震の影響は死荷重と100 kg/m²の活荷重を受けた状態で考え、水平震度0.2を標準としている。しかし横荷重としては風荷重が支配的で、支間20m程度の標準設計歩道橋の風荷重は設計震度0.4程度に対応している。標準設計歩道橋において耐震的に重要な部分は基礎を別にすれば、1) 主桁と支柱の接点、2) 主桁と階段の接点、3) 支柱下端の定着部 である。標準設計では、これらの部分の応力は水平震度0.5位までなら弾性範囲にあると考えられる。測定固有振動数の範囲から、歩道橋での加速度応答倍率は平均2~2.5と推定され、地動加速度にして0.2g程度の地震動に対しては安全であると言える。落橋のような大被害を避けるためには、立体骨組としての構造系が保持されることが肝要であり、この意味から、主桁と階段の接点で主桁に作用する全地震力を伝達できるように構造細目を検討すること、および主桁支柱と階段の中間支柱のフーチングを一体として施工するなどにより、歩道橋の全体的な耐震性はさらに向上せうものと思われる。