

人道橋の固有振動数調整法についての一提案

A PRACTICAL METHOD FOR INCREASING FUNDAMENTAL NATURAL FREQUENCY OF FOOTWAY BRIDGES

米田昌弘*・宮地真一**

By Masahiro YONEDA and Shin-ichi MIYACHI

In designing footway bridges, we have to check the fundamental natural frequency by the request of design standard which is defined in view of bridge serviceability.

In this paper, a simple and economical method by changing support conditions of the footway bridges is proposed to increase fundamental natural frequency. Feasibility study was also performed for several bridge models. It was found that the natural frequency of footway bridges with modified support conditions could be increased to the required level in the practical design.

1. まえがき

歩道橋とは、河川や道路あるいは鉄道によって分断された地域のコミュニケーションを図り、また、学童や生徒の通学路を短縮するためのものである。しかしながら、一般利用者や地域住民の質的向上に対する要求の高まりとともに、歩道橋としての本来の機能に加え、振動使用性についての研究も鋭意実施され^{1), 2)}、その成果は昭和54年に発刊された立体横断施設技術基準³⁾に取り入れられるに至っている。すなわち、この立体横断施設技術基準では、利用者に不安感や不快感を与えるような共振現象を避けるための規定として、歩道橋のたわみ固有振動数が歩調域である2Hz前後(1.5~2.3Hz)とならないようにすることが明記されている。これ以降、歩行者を対象とした側道橋やその他の人道橋についても、歩道橋の規定に準拠して固有振動数を歩調域の範囲外に設定することが多いようである⁴⁾。

一方、近年では周辺との調和や景観等なども重要な設計項目となりつつあり、シンボリックな要素を多く含んだ遊歩道橋など道路を横断する以外の目的で架けられるスパンの比較的長い人道橋も増加している。これに対し、支間長が30mを越えるような長スパンの人道橋を許容応力度法に基づいて設計した場合、その基本固有振動数は歩調域である2Hz前後になる場合の多いことが知られている。このようなことから、最近では、従来の設計では無視されていた高欄の剛性や可動支承部の挙動あるいは構造減衰に着目した歩道橋の実振動特性に関する研究^{4)~6)}も実施され、振動使用性に関する実務設計上の有用な知見も報告されている。とこ

* 正会員 工博 川田工業(株)技術本部振動研究室長(〒550 大阪市西区北堀江1-22-19)

** 正会員 工修 川田工業(株)技術本部振動研究室 (同上)

ろで、歩行者による人道橋の振動を制御する対策として、TMDを設置した事例⁷⁾なども報告されているが、通常の設計では、主桁剛性を低下させて振動数を1.5Hz以下に設定する数少ない事例を除き、主桁剛性を増加させて振動数を1.5～2.3Hzの範囲外となるように調整する手法が検討される。しかしながら、主桁剛性の増加は当然のことながら鋼重の増大を招き、主桁剛性の増加による振動数調整法は不経済になっている場合も少なくない。それゆえ、人道橋の固有振動数を調整するための経済的かつ効果的な対処方法を提案することは、設計技術者からの要求も高く、また、実務上もきわめて有用なことを考えられる。

このような観点から、本文は、最も一般的な単純桁や連続桁形式の人道橋を対象に、支点部における主桁の回転変位を拘束することによって固有振動数を上昇させる、人道橋の新しい固有振動数調整法を提案するものである。具体的には、まず、単純桁形式ならびに連続桁形式の人道橋について、主桁の回転変位を拘束する具体的な手法と設計上の留意点について記述した後、本手法を採用した場合の振動数の上昇効果を具体例を挙げて報告する。次に、シミュレーション解析を実施して対策前後における歩行者による振動の程度を対比し、提案した固有振動数調整法の有効性を検証するとともに、主桁剛性を増加させる従来の手法との経済性比較も行う。

2. 固有振動数調整法の提案

(1) 単純桁橋の固有振動数調整法

単純桁橋の固有振動数を上昇させる手段として、図-1に示すように固定支承側の桁端部を反力支持部材を介して橋台に緊結する方法を提案する。この方法は、桁端部において活荷重載荷時における主桁の回転変位を弾性拘束するものであり、顕著な振動数の上昇効果を期待できるものと考えられる。ただし、本方法では、図-1に示した固定支承と反力支持部材との距離 Δl として、所要の振動数まで上昇させることはもちろんのこと、部材の設置施工性等も考慮して決定する必要がある。

(2) 連続桁橋の固有振動数調整法

連続桁橋の固有振動数を上昇させる手段として、図-2に示すように中間支点部に近接した2個の支承を設置することで主桁の回転を拘束する方法を提案する。ただし、提案した手法では、活荷重載荷時に生じる支承部の負反力が死荷重による鉛直反力よりも大きくなるような場合には、十分な効果を期待できないこと

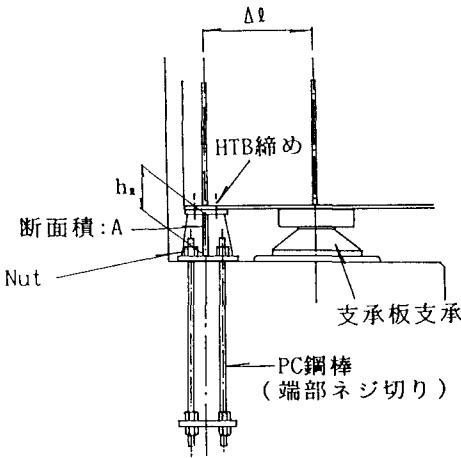


図-1 単純桁橋の固有振動数調整法

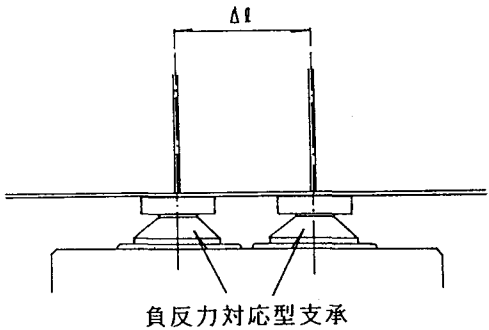


図-2 連続桁橋の固有振動数調整法

となる。それゆえ、本手法の設計にあたっては、通常の使用状態（1㎡あたり1人程度、設計荷重70kg/㎡程度）において支承にアップリフトが発生しないようにすることが重要である。加えて、近接して2個の支承を設置することから、据付誤差等に起因した不均等反力ならびに活荷重満載時のアップリフトの発生も考えられ、それゆえ、中間支点部の支承はサイドブロックを補強した負反力対応型とし、かつ、許容反力にもある程度余裕を持たせることが採用にあたって必要であるものと思われる。なお、橋脚の設計にあたっては一般に死荷重と地震荷重のみを考慮することから、2個の支承で主桁の回転変位を拘束した場合にも橋脚部の設計に及ぼす影響は少ないと考えられることを付記しておく。

3. 固有振動数の調整効果

(1) 単純桁橋の固有振動数上昇効果

図－3に示すように単純桁の固定支承からΔℓだけ離れた桁端部を鉛直ばねで支持したモデルを考え、固有振動解析を実施することとした。ここに、対象とした橋梁の支間長ℓはℓ=30m, 40m, 50mであり、また、それぞれのモデルに対する断面2次モーメントと単位長さ当りの重量は既存の標準的な2主桁RC床版合成桁橋の諸元を参考に定めるものとした。解析モデルの構造諸元を表－1にまとめる。ただし、単位長さ当りの重量については、支間長の違いによる大きな差異が既設橋において認められなかったことから、ここでは支間長にかかわらず3.0t/m/Br.なる値を仮定している。

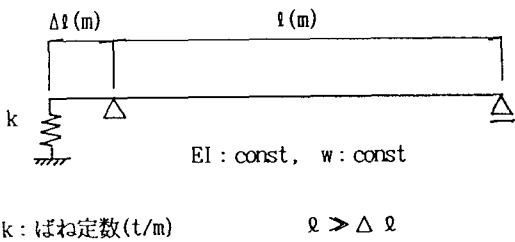
一方、反力支持部材の鉛直たわみ剛性をモデル化した鉛直ばねのばね定数k(t/m/Br.)は、次式を用いて算出できる。

$$k = \frac{E \cdot A}{h_s} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、Eは鋼材の弾性係数（2.1×10⁷t/㎡²）、h_sは反力支持部材長（0.25mと仮定）、Aは反力支持部材の断面積である。そこで、本解析ではCASE-1（A=100cm²/Br.）ならびにCASE-2（A=200cm²/Br.）なる2ケースを考えるとともに、固定支承と反力支持部材間の距離Δℓとしては、Δℓ=0.3～0.9mなる範囲で0.2mごとに変化させた値を採用することとした。

固有振動解析で得られた各ケースの基本固有振動数と振動数上昇率を表－2に示す。ここに、Δℓ=0.0mなる場合の結果は、対策を施す前の固有振動数を表す。表－2から、反力支持部材のばね定数kと固定支承との間隔Δℓを適切に設定すれば、支間長ℓが50mの場合でもほぼ十分な振動数上昇効果を期待できることが理解できよう。

なお、上述の結果は固有振動解析を実施して計算したものであるが、実務技術者の便を考えた場合、図－3に示したモデル（単純桁の固定支承部からΔℓだけ離れた桁端部を鉛直ばねで支持したモデル）の基本固有振動数を推定できる実用算定式を提示しておくことも有用なことと考えられる。そこで、まず、以下に示す



図－3 単純桁橋に対する検討モデル

表－1 単純桁橋モデルの構造諸元

支間長 ℓ (m)	断 面 2次モーメント I (m ⁴ /Br.)	重 量 w (t/m/Br.)
30	0.02	3.0
40	0.05	3.0
50	0.11	3.0

表-2 固有振動数の上昇効果（単純桁橋モデル）

(a) $\Delta l = 30\text{mm}$ なる場合

Δl (mm)	CASE-1 $k=8.4 \times 10^5 \text{ t/m/Br. (A=100cm}^2\text{)}$		CASE-2 $k=16.8 \times 10^5 \text{ t/m/Br. (A=200cm}^2\text{)}$	
	固有振動数 (Hz)	振動数上昇率	固有振動数 (Hz)	振動数上昇率
0.00	2.044	—	2.044	—
0.30	2.602	1.273	2.786	1.363
0.50	2.862	1.400	2.984	1.460
0.70	2.980	1.458	3.058	1.496
0.90	3.039	1.487	3.091	1.512

(b) $\Delta l = 40\text{mm}$ なる場合

Δl (mm)	CASE-1 $k=8.4 \times 10^5 \text{ t/m/Br. (A=100cm}^2\text{)}$		CASE-2 $k=16.8 \times 10^5 \text{ t/m/Br. (A=200cm}^2\text{)}$	
	固有振動数 (Hz)	振動数上昇率	固有振動数 (Hz)	振動数上昇率
0.00	1.818	—	1.818	—
0.30	2.165	1.191	2.332	1.283
0.50	2.411	1.326	2.558	1.407
0.70	2.554	1.405	2.660	1.463
0.90	2.634	1.449	2.709	1.490

(c) $\Delta l = 50\text{mm}$ なる場合

Δl (mm)	CASE-1 $k=8.4 \times 10^5 \text{ t/m/Br. (A=100cm}^2\text{)}$		CASE-2 $k=16.8 \times 10^5 \text{ t/m/Br. (A=200cm}^2\text{)}$	
	固有振動数 (Hz)	振動数上昇率	固有振動数 (Hz)	振動数上昇率
0.00	1.726	—	1.726	—
0.30	1.947	1.128	2.083	1.207
0.50	2.159	1.251	2.316	1.342
0.70	2.313	1.340	2.446	1.417
0.90	2.413	1.398	2.517	1.458

無次元パラメーター P_K を導入することとした。

$$P_K = \frac{k \cdot \Delta l \cdot \Delta l^2}{3EI} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 EI は単純梁部の曲げ剛性である。なお、この無次元パラメーター P_K は、図-4に示すように、中央径間部分に集中荷重 P が作用した場合を想定し、鉛直ばねがない場合の桁張り出し先端部での鉛直変位量 a と鉛直ばねがある場合の鉛直ばね部での変位量 b （支点上のたわみ角が $\theta=0^\circ$ となる場合の変位量）の比 a/b から算出したものである。したがって、支間長が l なる単純梁の基本固有振動数を f_1 とすれば、桁端部に鉛直ばねを設置した図-3に示すモデルの基本固有振動数 f_1^k は次式により推定できることとなる。

$$f_1^k = f_1 \times C_k(P_K) \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、

$$f_1 = \frac{\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{g \cdot EI}{w}} \quad \dots\dots\dots (4)$$

である。また、 $C_k(P_K)$ は $\Delta l \leq 0.05l$ なる範囲で計算した多数の固有振動解析結果より算定した補正係数であり、

$$C_k(P_k) = \frac{0.54 \times P_k}{P_k + 1.75} + 1.0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

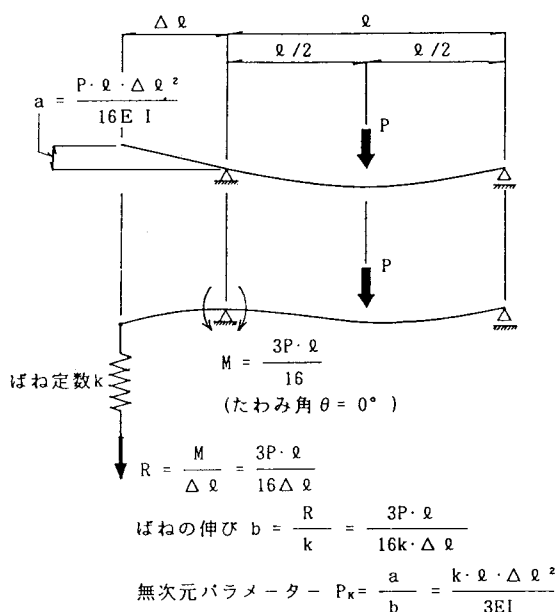
と表される。さらに、固有振動解析結果と比較した式(3)による固有振動数の推定誤差は、 $\Delta l \leq 0.05l$ なるもとで数%以内にあることを付記しておく。なお、補足として、単純桁橋の両端部をばね支持した場合には、式(3)の補正係数を

$$C_k(P_k) = \frac{1.20 \times P_k}{P_k + 3.11} + 1.0 \quad \dots\dots\dots (5)$$

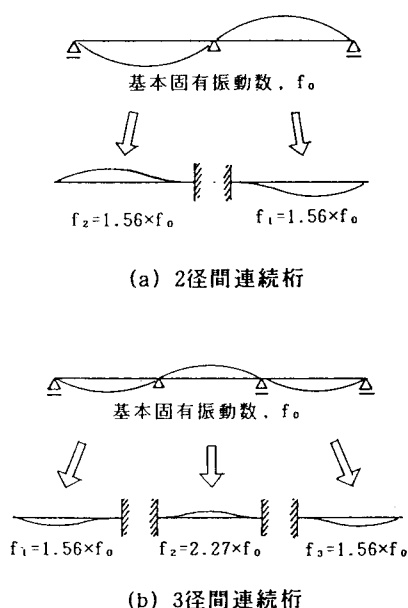
ただし、

$$P_k = \frac{k \cdot l \cdot \Delta l^2}{2EI} \quad \dots\dots\dots (6)$$

とすれば、基本固有振動数を推定できることも述べておきたい。



図－4 無次元パラメーター P_k の算出方法



図－5 連続桁橋に対する固有振動数の上昇効果

(2) 連続桁橋の固有振動数上昇効果

連続桁橋の中間支点部に近接した2個の支承を設置して支点部における主桁の回転変位を拘束した場合、図－5に示すように、各径間の固有振動数は一端固定あるいは両端固定の振動数となる。したがって、たとえば、前節で対象とした単純桁と同じ構造諸元を有する2@30m、2@40m、2@50mなる2径間連続桁を想定した場合、2個の支承を近接設置することでその基本固有振動数は表－3に示すように上昇することとなる。ただし、前述したように通常の使用状況において支承にアップリフトを生じないことが採用にあたっての必要条件となる。そこで、図－6に示すようなスケルトンの片側の径間($l - \Delta l/2$ の部分)のみに活荷重として通常の使用状態に対応する70kg/m²を載荷した場合の活荷重(負)反力を求め、この値と死荷重反力とを比較することによりアップリフトの検討を行うこととした。2@30mと2@50mなる2主桁の2径間連続鈑桁橋に対する検討結果を図－7に示す。図－7からわかるように、支間長 l が50mの場合でも Δl を60cm程度以上とすれば通常の使用状況でもアップリフトは発生しないものと言える。

表-3 固有振動数の上昇効果
(2径間連続桁モデル)

	固有振動数 (Hz)	
	対策前	対策後
2@30m	2.044	3.189
2@40m	1.818	2.836
2@50m	1.726	2.693

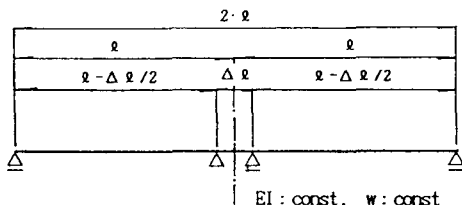


図-6 2径間連続桁橋に対する検討モデル

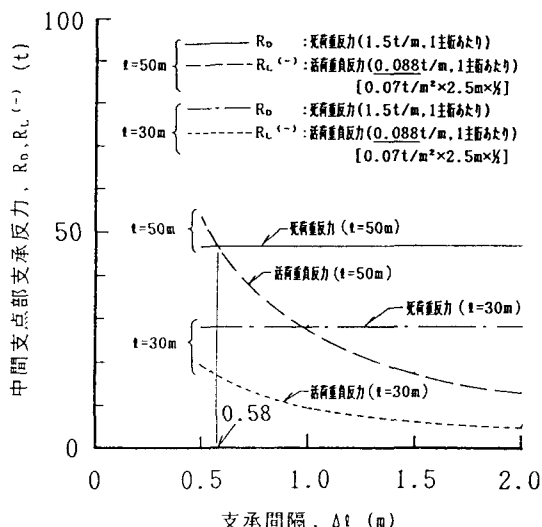


図-7 支承間隔 $\Delta \ell$ と中間支座位部の支承反力 R_D , $R_D(-)$ の関係
(2径間連続桁)

4. シミュレーション解析による検討

上述したように、支座位部における主桁の回転変位を拘束する振動数調整法はきわめて簡単で有用な手法と思われる。そこで、ここでは対策前後について歩行者による振動をそれぞれシミュレーション解析し、提案した手法の有効性を具体的に示すこととする。

(1) 解析手法

歩行者が通行する場合の歩道橋の振動方程式は次式で表される。

$$[M] \{\ddot{y}\} + [C] \{\dot{y}\} + [K] \{y\} = \{F\} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ はそれぞれ歩道橋の質量、減衰、剛性を表すマトリックス、 $\{y\}$ は節点変位を表すベクトル、 $\{F\}$ は節点外力ベクトルである。また、添字 $\cdot$ は時間に関する1回微分を表す。モード重畳法を適用すれば、歩道橋の各節点におけるたわみは以下のように展開できる。

$$\{y\} = \sum \{\Phi\}_i \cdot q_i = [\Phi] \cdot \{q\} \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 $\{\Phi\}_i$ は第*i*次固有振動モードを表すベクトル、 $[\Phi]$ はモーダルマトリックス、 $\{q\}$ は一般化座標 q_i を成分とするベクトルである。

ところで、 $[I]$ を単位マトリックスとした場合、モーダルマトリックス $[\Phi]$ を、

$$[\Phi]^T \cdot [M] \cdot [\Phi] = [I] \quad \dots\dots\dots (7)$$

となるように正規化しておけば、式(5)は以下のように変形される。

$$\begin{aligned} \{\ddot{q}\} + 2[h][\omega]\{\dot{q}\} + [\omega^2]\{q\} &= [\Phi]^T \cdot \{F\} \\ &= [\Phi]^T \sum_{j=1}^n \{F_o \cos \omega_o t\} \{\psi(t)\} \quad \dots\dots\dots (8) \end{aligned}$$

$$\text{ここに、} \{\psi(t)\} = \{0; \dots\dots; \psi_k; \psi_{k+1}; 0; \dots\dots; 0\} \quad \dots\dots\dots (9)$$

は荷重分配係数ベクトル⁸⁾で、 ψ_k と ψ_{k+1} は任意の節点間にある集中（歩行者）荷重をそれらの節点反力に

逆比例分配する係数である。 $\sum_{i=1}^n$ は歩行者についての総和記号を示し、時間の経過とともに歩行者が移動することから $\psi(t)$ は時間の関数となる。また、 $[h]$ 、 $[\omega]$ 、 $[\omega^2]$ は、 h_i と ω_i を第 i 次固有振動モードの構造減衰定数および固有円振動数とすると、それぞれ h_i 、 ω_i 、 ω_i^2 を対角要素とするマトリックスとなる。さらに、 ω_0 は歩行者の歩調(歩/秒)を f_0 とした場合に $\omega_0=2\pi f_0$ と表されるものであり、 F_0 は外力振幅(歩行者の体重×歩行衝撃力比)である。

したがって、式(8)を逐次積分すれば、歩行者が通行する場合の歩道橋の動的応答を計算することができる。

(2) 解析結果と考察

シミュレーション解析では、支間長 l が $l=30\text{m}$ なる単純桁橋モデル(対策前の橋梁)とこの単純桁橋の固定支承から $\Delta l=0.5\text{m}$ 離れた位置を $k=1.0\times 10^5\text{t/m}$ なる鉛直ばねで支持したモデル(対策後の橋梁)を対象とする。ここに、それぞれのモデルの単位長さ当りの重量を $w=3.0\text{t/m/Br.}$ 、断面2次モーメントを $I=0.02\text{m}^4/\text{Br.}$ と仮定すれば、基本固有振動数 f_1 は対策前が $f_1=2.044\text{Hz}$ 、対策後が $f_1=2.321\text{Hz}$ となる。すなわち、対策前には歩調域内(1.5～2.3Hz)にあった基本固有振動数が、 $k=1.0\times 10^5\text{t/m}$ なる鉛直ばねで支持することにより歩調域の範囲外に設定されることとなる。

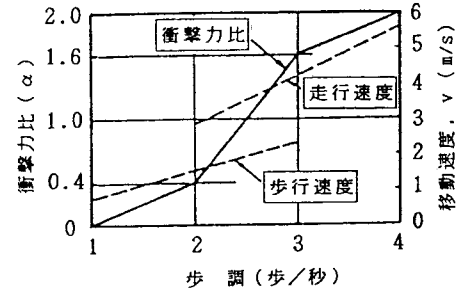


図-8 衝撃力と移動速度

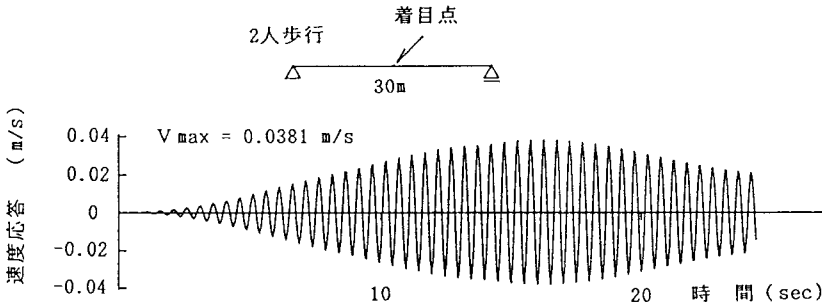


図-9 対策前の応答解析結果 ($f_1=2.044\text{Hz}$)

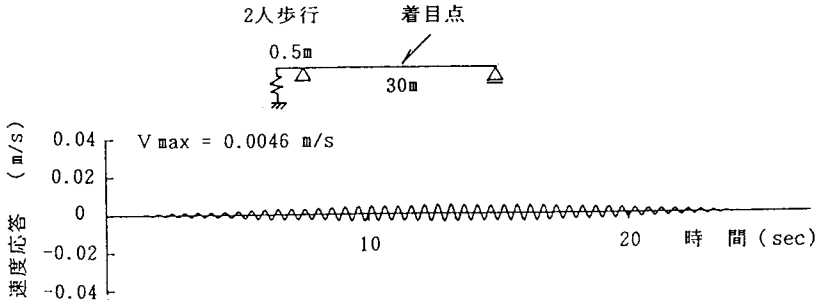


図-10 対策後の応答解析結果 ($f_1=2.321\text{Hz}$)

体重70kgfなる2人の通行人（間隔は1.5m）が、2歩/秒の歩調（速度は1.25m/s）で歩行する場合を解析ケースとする。数値解析にあたっては、2次以上の固有振動数がきわめて高いこともあり、1次振動のみに着目する。そして、1次モードの構造対数減衰率 δ としては、文献9)を参考にして $\delta=0.03$ （減衰定数では約0.5%）と仮定し、支間中央点（ $\ell/2$ 点）における鉛直方向の速度応答を算出するものとした。なお、解析では、衝撃力比 α が必要となるが、ここでは図-8¹⁰⁾を参考にして $\alpha=0.4$ なる値を採用することとした。

速度応答の解析結果を図-9、10に示す。解析で得られた最大速度応答を $1/\sqrt{2}$ して算出した最大速度実効値は、対策前が2.69cm/sではとんどの人が歩きづらいと感じる領域（2.70cm/s以上）付近にあるのに対し、対策後は0.33cm/sと歩行者が振動を感じ始める値（0.42cm/s）を下回っている。このように、本文で採用した人道橋の固有振動数調整法は有効な手段の一つに位置づけられよう。そこで、次章では、主桁剛性を増加させる従来の手法との経済性について概略検討を行うものとする。

5. 経済性に関する概略検討

(1) 単純桁橋に対する検討

a) 主桁剛性を増加させた場合の鋼重増加量

図-11に示すように幅員が2.5mなる支間長40.0mの単純RC床版合成桁橋を対象に、主桁剛性を増加させて基本固有振動数が2.3Hz以上となるように調整した場合の鋼重増加量を試算することとした。ただし、主桁の概略設計に用いた諸条件は表-4に示すとおりであるが、鋼桁腹板高としては表-5に示すTYPE-1、-2、-3なる3タイプを選定している。主桁剛性を増加させて基本固有振動数を2.3Hz以上にするために必要な鋼重増加量を表-6にまとめる。ここに、鋼桁断面の変更箇所は支間中央部（ $\ell=21.6$ m）のフランジのみとし、その他の部分は固有振動数の上昇に対する寄与が少ないことからフランジ断面の変更は行わないものとしている。なお、桁高の違うTYPE-1～TYPE-3の3タイプについて、フランジ断面のみを変更して断面2次モーメントを増加させたのは、ウェブ高の変更では所要の桁下空間を確保できない場合が多いことを考慮したことによる。

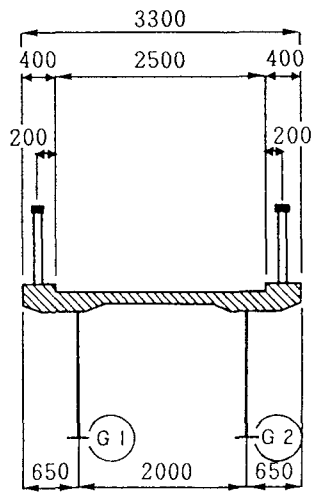


図-11 検討対象とした単純桁橋の断面形状

表-4 単純桁橋の概略設計条件

橋 格	歩 道 橋
橋 長	40.700 m
桁 長	40.600 m
支 間	40.000 m
有効幅員	2.500 m
全 幅 員	3.300 m
斜 角	90°
床 版	RC床版 (t=14.0cm)
舗 装	アスファルト舗装 (t=3.0cm)

表-5 仮定した鋼桁腹板高

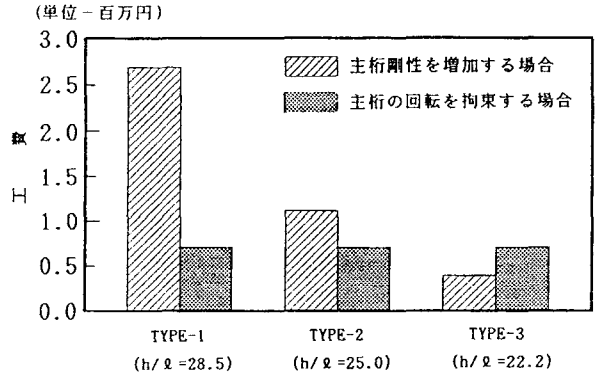
	腹 板 高 h (mm)	h / ℓ
TYPE-1	1400	1/28.5
TYPE-2	1600	1/25.0
TYPE-3	1800	1/22.2

表－6 主桁剛性の増加による鋼重増加量（単純桁橋）

	基本固有振動数 (Hz)		鋼重増加量	
	調整前	調整後	増加量 (t/Br.)	備考
TYPE-1	1.873	2.303	7.474	0.173t/m×21.6m×2桁
TYPE-2	2.000	2.304	3.067	0.071t/m×21.6m×2桁
TYPE-3	2.156	2.305	1.080	0.025t/m×21.6m×2桁

b) 固有振動数調整工費の比較

腹板高が異なるTYPE-1～TYPE-3のそれぞれについて、主桁剛性を増加させる従来の手法と支点部での回転変位を拘束する著者らの手法についてそれぞれ概略工費を算出し、両者の経済性を比較した。その結果を図－12に示す。図－12より、TYPE-3のように調整前の振動数が2.3Hzに近い場合を除き、支点部での回転変位を拘束する手法は経済的であると言える。なお、主桁剛性を増加する場合の調整工費は表－6に示す鋼重増加量から求めたものであり、支点部の回転を拘束する場合の工費は固定支承部の構造変更に関する製作・施工費用を考慮して算定したものであることを付記しておく。

図－12 固有振動数の調整工費についての比較
(単純桁橋: $l=40.0m$)

(2) 連続桁橋に対する検討

a) 主桁剛性を増加させた場合の鋼重増加量

支間長が2@40.0mで幅員が2.5mなる2径間連続非合成桁橋を対象に、主桁剛性を増加させて基本固有振動数が2.3Hz以上となるように調整した場合の鋼重増加量を試算することとした。ただし、実橋での挙動を考え、基本固有振動数の計算にあたってはRC床版の剛性は考慮するものとした。その結果を表－7に示す。ここに、主桁の概略設計に用いた諸条件は表－8に示すとおりであり、断面形状と鋼桁腹板高は単純桁の場合と同じく図－8に示した断面、表－5に示した腹板高を仮定した。また、鋼桁断面の変更箇所はそれぞれの支間中央部分 ($l=19.6m$) のフランジのみとし、その他の箇所については固有振動数の上昇に対する寄与が少ないことから断面の変更は行わないものとした。

b) 固有振動数調整工費の比較

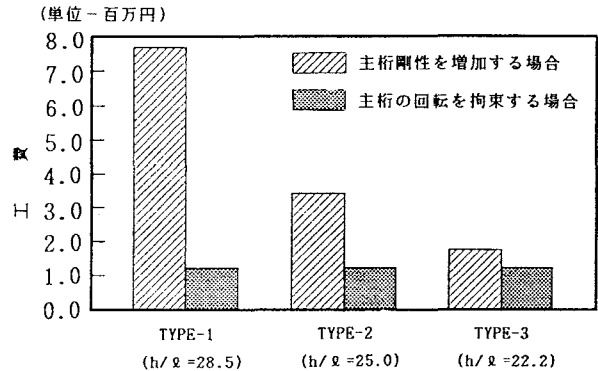
腹板高が異なるTYPE-1～TYPE-3のそれぞれについて、主桁剛性を増加させる従来の手法と支点部での回転変位を拘束する著者らの手法についてそれぞれ概略工費を算出し、両者の経済性を比較した。その結果、図－13からわかるように、支点部での回転変位を拘束する手法の経済性は単純桁の場合よりもさらに有利なものとなっている。なお、主桁剛性を増加する場合の調整工費は表－7に示した鋼重増加量から求めたものであり、支点部の回転を拘束する場合の工費は中間支点部の構造変更に関する材料費(支承等)および施工費を考慮して算定したものであることを付記しておく。

表－7 主桁剛性の増加による鋼重増加量（2径間連続桁橋）

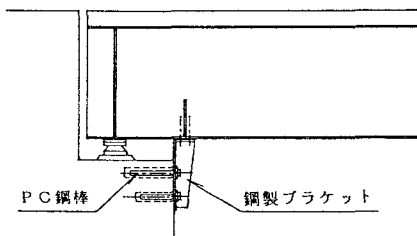
	基本固有振動数 (Hz)		鋼重増加量	
	調整前	調整後	増加量 (t/Br.)	備 考
TYPE-1	1.600	2.301	21.403	0.273t/㎡×19.6㎡×2径間×2主桁
TYPE-2	1.747	2.303	9.408	0.120t/㎡×19.6㎡×2径間×2主桁
TYPE-3	1.901	2.306	4.861	0.062t/㎡×19.6㎡×2径間×2主桁

表－8 2径間連続桁橋の概略設計条件

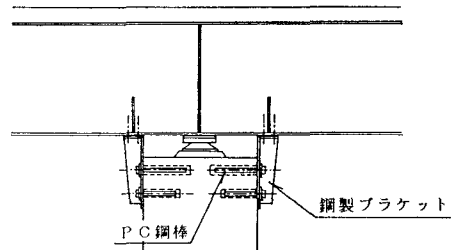
橋 格	歩 道 橋
橋 長	80.700 ㎡
桁 長	80.600 ㎡
支 間	2@40.000 ㎡
有効幅員	2.500 ㎡
全 幅 員	3.300 ㎡
斜 角	90°
床 版	RC床版 (t=14.0cm)
舗 装	アスファルト舗装 (t=3.0cm)



図－13 固有振動数の調整工費についての比較
(2径間連続桁橋；ℓ=2@40.0㎡)



(a) 単純桁橋



(b) 連続桁橋

図－14 既設橋に対する固有振動数調整法

6. まとめ

本文は、最も一般的な単純桁や連続桁形式の人道橋を対象に、支点部における主桁の回転変位を拘束することによって固有振動数を上昇させる、人道橋の新しい固有振動数調整法を提案したものである。得られた主要な結果を以下にまとめる。

- (1) 単純桁については桁端部に反力支持部材（鉛直ばね）を設置することで、また、連続桁については中間支点部に近接した2個の支承を設置することで、それぞれ顕著な固有振動数の上昇効果を期待することができる。
- (2) 連続桁橋の中間支点部に近接した2個の支承を設置して支点部における主桁の回転変位を拘束した場合、各径間の固有振動数は一端固定あるいは両端固定の振動数となる。一方、単純桁の固定支承部から△ℓだけ

離れた桁端を鉛直ばねで支持した場合 ($\Delta l \leq 0.05 l$) については、実務技術者の便を考え、非常に簡単にしかも精度良く基本固有振動数を推定できる実用算定式を提示した。

(3) 支間長30mなる単純桁橋を対象に、対策前後のそれぞれのモデル上を体重70kgfなる2人の通行人(間隔は1.5m)が2歩/秒(速度は1.25m/s)で歩行する場合についてシミュレーション解析した。歩行者による最大速度実効値は、対策前が2.69cm/sとはとんだの人が歩きづらいつける領域(2.70cm/s以上)付近であったのに対し、対策後は0.33cm/sと歩行者が振動を感じ始める値(0.42cm/s)を下回っており、提案した固有振動数調整法の有効性を例示することができた。

(4) 提案した手法は、主桁剛性を増加させる従来の手法と比較した場合、対策前の振動数が2.3Hzに近い場合を除いて一般には経済的であると言え、実務設計にあたって有用な固有振動数調整法の一つになり得るものと思われる。

本研究では、単純桁については反力支持部材の設置で、また、連続桁については2個の支承を近接設置することで、支点部における主桁の回転変位を拘束することを考えたが、LRB(鉛入りゴム支承)などのゴム系支承の設置によっても振動数の上昇効果を期待できるものと考えられる。また、本橋は新設橋に対する固有振動数調整法を提示したものであるが、本研究での考え方を適用すれば、既設橋に対しても、たとえば、図-14に示すような対策工を施すことにより、容易に固有振動数を上昇できるものと思われる。それゆえ、今後はゴム系支承を適用する場合も含め、本手法のより簡便な施工性について検討するとともに、試験橋による検証実験も実施していく予定である。人道橋の新しい固有振動数調整法を提案した本文が、実務技術者にとって有用な設計資料になることを心より願う次第である。

参考文献

- 1) 小堀為雄・梶川康男：橋梁振動の人間工学的評価法，土木学会論文報告集，第230号，pp.23～31，1974年10月。
- 2) 小堀為雄・梶川康男・城戸隆良：振動感覚を考慮した歩道橋の設計，橋梁と基礎，Vol.13，No.12，pp.23～29，1974年12月。
- 3) 立体横断施設技術基準・同解説：日本道路協会，pp.35～37，1979年1月。
- 4) 田中信治・加藤雅史・鈴木森晶：支間40mを超える歩道橋の実振動特性，構造工学論文集，Vol.38A，pp.773～780，1992年3月。
- 5) 田中信治・加藤雅史・鈴木森晶：河川歩道橋の設計と実測に基づく振動特性の検討，構造工学論文集，Vol.37A，pp.929～936，1991年3月。
- 6) 鈴木森晶・加藤雅史：歩道橋の減衰特性と歩行時振動振幅の検討，構造工学論文集，Vol.39A，pp.811～818，1993年3月。
- 7) 松崎恵一・西岡 隆・松本嘉司：歩道橋に取り付けた吸振器の効果について，土木学会論文報告集，第261号，pp.129～131，1977年5月。
- 8) 小松定夫・川谷充郎：斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究，土木学会論文報告集，第275号，pp.13～28，1978年7月。
- 9) 田中信治・加藤雅史：設計時における歩道橋の振動使用性照査法，土木学会論文集，第471号/1-24，pp.77～84，1993年7月。
- 10) 梶川康男：振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する考察，土木学会論文報告集，第325号，pp.23～33，1982年9月。

(1993年9月16日受付)