

桁形式歩道橋の設計時振動使用性照査手法の提案

ON DESIGN OF PEDESTRIAN GIRDER BRIDGES REASONABLE VERIFICATION
CRITERIA FOR VIBRATION SERVICEABILITY

田中信治*

加藤雅史**

By Shinji TANAKA and Masafumi KATO

One hundred forty-four trial designs were carried out for pedestrian bridges of simple span with various length and width. Natural frequency of each bridge was calculated. Then, response amplitude was also analysed, when a pedestrian walked across the bridge with the same pace corresponding to the natural frequency. From the analytical results, it was found that the the vibration velocity were smaller than a threshold value, where 50 percents of pedestrians definitely perceive vibration, when dead load of the bridge was more than 2.0tf/m. The result was also extended to 2-span and 3-span continuous pedestrian bridges. Finally the verification criteria for vibration serviceability was proposed.

1. まえがき

我が国において、歩道橋の振動が社会問題になってから、すでに20年以上が経過している。当時、歩道橋はいわゆる横断歩道橋であり、その規模は小さく、また形式も画一的なものがほとんどであった。ところが、今日では長支間化、スレンダー化そして広幅員化された歩道橋（側道橋、人道橋等）が出現し、その固有振動数と人の歩調との共振が懸念されている。歩道橋の振動問題の流れを簡単に述べると、まず牛尾、南条ら¹⁾等によって振動問題が提起され、その後数多くの研究者および技術者によって、揺れる歩道橋の原因や揺れない歩道橋の設計手法について、いろいろな検討がなされてきた²⁾。そして人の歩調は約2歩/秒で、この歩調と歩道橋の固有振動数が一致すると、振動が増幅され心理的不快感を与えることがあり、これらの心理的不快感を与えないように、歩道橋の1次または2次の固有振動数は1.5~2.3Hzを避けたほうがよいことが報告された³⁾。

これらの成果を踏まえて、昭和54年日本道路協会発行の立体横断施設技術基準⁴⁾〔以下基準と略す〕では、「活荷重による主げたの振動は利用者に不快感を与えてはならない」という振動に関する項目が設定された。その後昭和60年2月の標準設計⁵⁾においては「活荷重たわみの許容値は支間の1/600」「主桁のたわみ振動の固有振動数は1.5Hz~2.3Hzの範囲を避ける」と明記された。これらに対し、梶川⁶⁾は人間の感じる振動の大きさから歩道橋の使用性を論じ、杉本ら⁷⁾は、長支間歩道橋の最小重量設計を行い、基準の振動

* 正会員 中部復建(株)設計第1部 (〒466 名古屋市昭和区福江1-1805)

** 正会員 工博 九州東海大学教授 工学部土木工学科 (〒862 熊本市渡鹿9丁目1番1号)

数制約について検討を加えた。また林川ら⁸⁾、筆者ら⁹⁾は固有値解析をする上で、現橋の支点条件によって固有振動数がかなり異なることを報告し、米田ら¹⁰⁾はそのケースにおける固有振動数の求め方の実用算定式を提案している。

一方筆者らは、これまでにいろいろな歩道橋の振動測定と解析を行い、文献11)では固有振動数の解析時のモデル化と実測値との比較検討、また文献12)においては支間40m以上の歩道橋の実振動特性について検討を行ってきた。そしてこれらの成果を踏まえ、文献13)では支間40～50mの範囲における単純桁の歩道橋の設計を試み、その断面要素を用いて固有値解析、および1人が共振歩調で歩いた時の応答解析を行うことによって、揺れにくい歩道橋の具体的な大きさを提案した。

そこで本論文では、文献13)をさらに発展させるものとして、単純桁歩道橋の試設計対象支間を25～65mの範囲にまで広げて揺れの感じ方を検討するとともに、文献13)で提案した方法の連続桁への適用方法について検討している。これらの検討結果と、カナダオンタリオ州道路橋設計基準¹⁴⁾との比較を行うとともに、筆者らが行ってきたこれまでの実測やそれに基づく解析との比較、および振動使用性照査の検討などを総合的に吟味し、設計時における合理的な振動使用性照査の手順、方法について検討を行う。

2. 歩道橋の試設計

歩道橋の試設計方法は文献13)と同様であるが、対象とする支間長の範囲を広げて行った。具体的には以下のようなものである。対象とする橋梁形式は一般的な単純桁を扱い、橋長については単純桁で比較的实际に使用される25m以上65mまでの5mピッチ9ケースとし、便宜上橋長＝支間長とする。ここで支間の最小値を25mにしたのは、これ以下の支間長であれば、現行の活荷重たわみ制限を順守している限り、人の歩調と共振する固有振動数になることはまずあり得ないからである。また、最大値を65mにした理由は、これ以上の支間を単純桁形式で跨ぐことは、不経済になるばかりでなく、腹板高が相当大きくなり、輸送機関の関係から事実上架設が不可能な形式となってしまうからである。一方、幅員であるが、ある程度規模の大きい歩道橋を対象としているため、建設省の標準設計の記載より大きな幅員を対象とし、最近の設計例¹⁵⁾も参考にして2.5mから4.0mまでの0.5mピッチ4ケースとした。また上部工形式は通常考えられる単純合成箱桁、単純合成鉄桁、単純鋼床版箱桁、単純鋼床版鉄桁の4ケースを対象とした。

以上のような橋長(9ケース)、幅員(4ケース)、上部工形式(4ケース)のすべての組合せ、計144ケースの試設計を行った。尚、文献13)で試設計した支間40～50mの範囲についてはその結果を流用している。設計条件をまとめて表-1に示す。設計方針としては、対象としている歩道橋が一般的な横断歩道橋でないことから、応力や最小板厚等は道路橋示

方書に準拠し、活荷重たわみの許容値は「基準」に基づいて支間の1/600を採用した。各橋梁形式の構造高(腹板高+ハンチ+床版厚+舗装厚)は、鋼重が最小となる構造高を算出し決定した。試設計の留意点としては、主桁端部において支間の約1割の位置で断面変化を行い、最高4箇所まで考慮した(最小板厚で断面が決定している場合は省略)。尚、腹板高は一定とし、鋼材はSM490材を使用した。代表的な断面構成を図-1に示す。

表-1 設計条件

項 目	種 類 ・ 数 値 (ケース数)
上部工形式	合成鉄桁、合成箱桁、鋼床版鉄桁、鋼床版箱桁 (4)
橋 長 (m)	25.0～65.0までの5mピッチ (9)
有効幅員(m)	2.5、3.0、3.5、4.0 (4)
活 荷 重	350 Kgf/m ² (主桁に対して)
使用鋼材	主桁 SM490Y材
下フラ	桁高の1/3～1/8程度の幅とする
ンジ幅	箱桁 腹板間隔より100mmづつ外側へ
床 版	RC床版14cm、ハンチ 7cm、鋼床版10mm
舗 装	アスファルト舗装30mm
地 覆	RC構造としH=100mm、W=400mm
高 欄 荷 重	50×2 Kgf/m

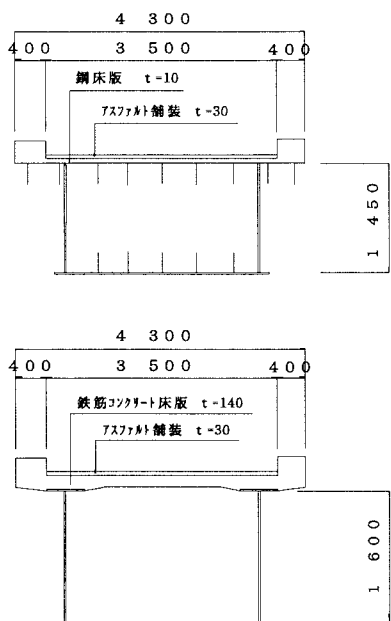


図-1 断面構成の例

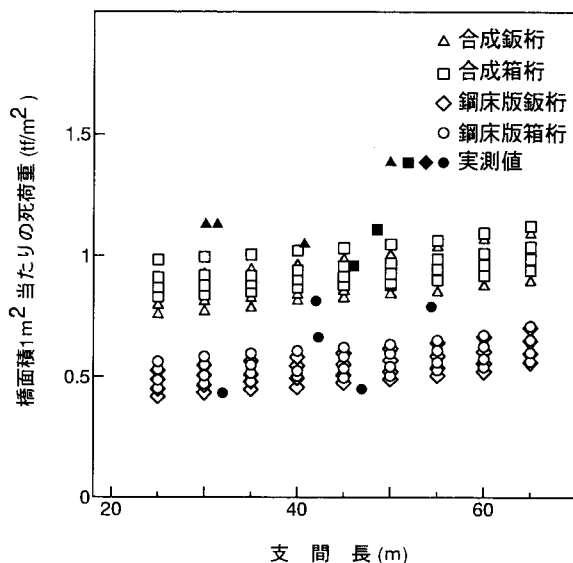


図-2 試設計結果

このような条件のもとで全144 ケースの試設計を行い、その結果通常の道路橋に比べて腹板高は2～3割程度低くなること、および鋼床版鈑桁、箱桁では主に、たわみ制限によって断面が決定されることが判った。結果の一部として横軸に支間、縦軸に橋面積 1 m^2 当りの死荷重 (= 全死荷重 / (橋長 × 有効幅員)) をプロットしたものを図-2に示す。図-2の中には筆者らがこれまでに測定した歩道橋の内、今回の設計条件に合う10橋の実橋の値もプロットした。この図から橋面積 1 m^2 当りの死荷重の値は、同一形式ならば支間による変動が小さいことが判る。また実橋ではアスファルト舗装の代わりにタイル舗装 (全厚10cm程度) を用いたり、主桁の側面に化粧板を設置したりしているため、橋面積 1 m^2 当りの死荷重が大きくなるケースもあるが、実橋のデータと比較した場合でも概ね一致しており、試設計が妥当であったといえる。一方、文献13) で取り扱った支間40～50 mの試設計結果の傾向は、支間長の範囲を広げても同一である。

3. 固有値解析と応答解析

3.1 固有値解析

試設計で得られた結果をもとに2次元固有値解析を行った。剛性評価等はすべて文献13) に従うものとし、解析結果として、縦軸に固有振動数、横軸に支間長をとってプロットしたものを図-3に示す。なお図中には、合成鈑桁とその他の上部工形式に対し、最小二乗法で求めた固有振動数 $F \text{ (Hz)}$ と支間長 $L \text{ (m)}$ の関係式も示した。

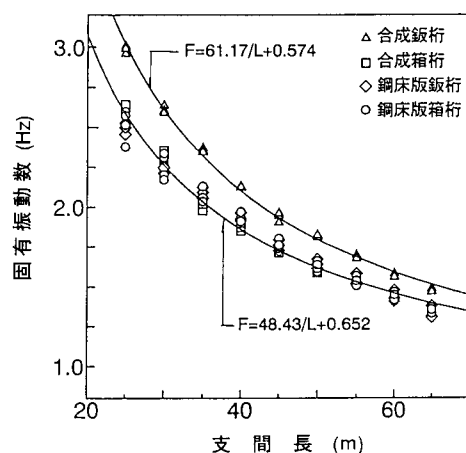


図-3 支間長と1次固有振動数

3. 2 応答解析

応答解析は文献13)に基づいて行うものとし、対象とする歩調(固有振動数)は、これまでの実測結果¹⁶⁾(表-2 参照)より通常人が歩きうる歩調の99%の確率をもつ、1.5Hz~2.5Hzの範囲とする。また振動感覚の評価方法は以下に示す梶川の提案している¹⁷⁾振動速度の実効値の大きさにより評価する。

VE=0.42cm/s ----振動を感じ始める50%値

VE=0.85cm/s ----明らかに振動を感じる50%値

VE=1.70cm/s ----少し歩きにくい50%値

VE=2.70cm/s ----多いに歩きにくい50%値

試設計を行い固有値解析をした結果、1次の固有振動数が1.5Hz~2.5Hzの範囲となった全99ケースについて、減衰定数が0.5%~2.0%までの最大応答変位を算出し、振動速度の実効値を求めた。そしてその実効値(VE)を縦軸に、1m当りの死荷重(Dm)を横軸に取った結果を図-4に示す。図中には代表的な減衰定数における値がプロットしてあり、最小二乗法で得られた関数が示してある。文献13)で扱った支間40~50mの結果と、今回の解析における結果は概ね同じであるが、対象支間を上げたためVEとDmの関係は多少異なったものとなった。歩道橋の期待できる減衰定数を0.5%とした場合¹⁸⁾、VEとDmの関係は(1)式で表せる。また図-2からもわかるように、(1)式におけるVEとDmの関係にはある程度ばらつきがあり、そのばらつきが正規分布していると仮定し、95%の信頼性をもつ範囲の上限式は(2)式にて表される。

$$VE=1.36/Dm+0.0155 \text{ ----- (1)}$$

$$VE=1.36/Dm+0.137 \text{ ----- (2)}$$

ここで文献13)と同様に、共振時における揺れの感じ方の限界を、VE=0.85cm/s以下とする。(2)式のVEに0.85cm/sを代入し、Dm=1.91tf/mが得られる。換言すればこれ以上の規模の歩道橋ならば、人間1人がたとえ共振状態で歩いたとしても、その揺れの感じ方は「振動を感じる」領域内に収まっていることになる。

以上より、支間長の範囲を拡げて共振時における揺れの感じ方の検討を行った結果として、文献13)と同様、設計時において1m当り死荷重が概ね2.0tf/m以上の歩道橋ならば振動使用性に対する固有振動数制限に拘束される必要はないと言える。

表-2 歩調の平均値と標準偏差
[文献16)より引用]

調査地点	人数	歩 調 (歩 / 秒)	
		平 均 値	標 準 偏 差
福井(成人)	530	2.00	0.171
福井(中学生)	278	2.09	0.187
金 沢	515	2.06	0.186
東 京	505	1.99	0.178
大 阪	750	1.99	0.175
大 阪	708	1.94	0.186
総 合 平 均	3286	2.00	0.180

注)総合平均の人数の欄は合計人数を示す
2.00-3σ=1.46Hz
2.00+3σ=2.54Hz ∴ 1.46~2.54Hz

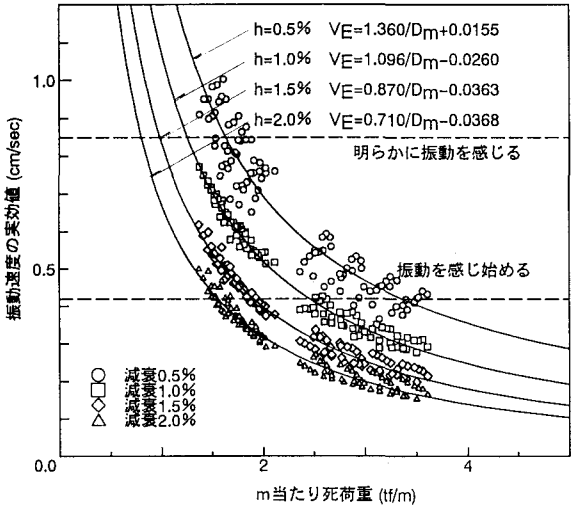


図-4 1m当たり死荷重に対する振動速度の実効値

3. 3 歩行時最大変位の簡易算定式

前節における応答解析は、実際に最大変位を求めようとした時煩雑であるばかりか、時刻 t をかなり密にして、繰り返し計算を行わない限り、最大値は求まらない。文献13) においては設計段階で容易に求められるように次式で示す簡略式を提案した。

$$\left. \begin{aligned} VE &= 0.286 \cdot K \cdot \omega \cdot y_{\max} \\ y_{\max} &= \frac{1}{M} \frac{2F_0}{\sqrt{(p^2 - \beta^2)^2 + (2ph\beta)^2}} \end{aligned} \right\} \text{----- (3)}$$

ここに

$$M = W / g$$

$$\beta = \omega - \pi v / L$$

$$F_0 = W_0 \alpha_A$$

VE : 振動速度の実効値(cm/s)

K : 次章で扱う構造係数(単純桁では1.0)

ω : 歩調(rad/s)

$y_{\max}$: 最大応答変位(cm)

M : 橋梁の質量(W : 全死荷重)

g : 重力加速度

v : 荷重の移動速度($70\omega/2\pi$ (cm/s))

L : 支間(cm)

W_0 : 体重(60Kgf)

α_A : 外力振幅比(0.4)

p : 歩道橋の固有円振動数($=\omega$)

h : 減衰定数

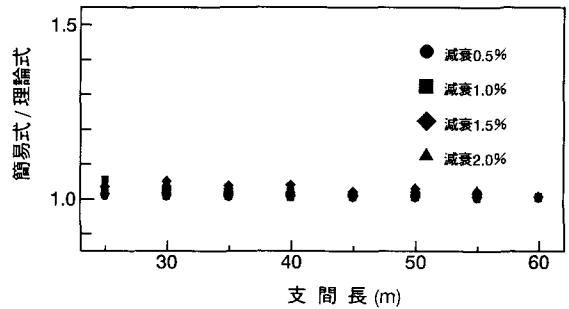


図-5 簡易式と理論式の比

今回の試設計は、文献13)に比べ支間長の範囲が広いため検算のために理論式と式(3)との比較を行った。その結果として、縦軸に(簡易式の値)/(理論式の値)、横軸に各支間長をプロットしたものを図-5に示す。この図からもわかるように、簡易式は容易にかつ精度よく算出できることが判明した。なおこの簡易式は、理論式の値を下回らないように、安全サイドで導いたことを付記しておく。

3. 4 カナダオンタリオ州基準との比較

ここではカナダオンタリオ州道路橋設計基準¹⁴⁾に基づいて、試設計結果の振動使用性の検討を行う。カナダオンタリオ州道路橋設計基準の詳述は文献14)を参考にするとして、以下に照査方法について簡単に述べる。この基準では、歩行者の歩行外力を歩道橋に作用させ、その時の鉛直方向の最大加速度が、上部構造の1次曲げ振動数の関数として与えられる制限値を越えなければよいとしている。最大加速度の求め方は、簡単な桁橋については次式のような簡易計算方法が示されている。

$$a = 4 \pi^2 f_1 w K \phi \text{----- (4)}$$

ここに、a : 最大振動加速度 (m/s^2)

f_1 : 1次固有振動数 (Hz)

w : 700Nの鉛直集中荷重による上部構造の静的最大たわみ (m)

K : 構造形式に関する形状係数(詳細は文献14参照)

ϕ : 各減衰定数より得られる動的応答係数(詳細は文献14参照)

なお、照査するときの減衰定数がない場合は、減衰定数として鋼構造の時0.5%、合成構造の時0.6%、コンクリート構造の時0.8%を用いるものとする。

今ここで仮に安全率という概念で無次元化したSを次のように仮定する。

カナダオンタリオ設計基準の方法

筆者らが提案している方法

$$S = \frac{\text{許容値(加速度)}}{\text{最大振動加速度の計算値}}$$

$$S = \frac{\text{許容値(速度実効値=0.85cm/s)}}{\text{最大振動速度実効値の計算値}} \quad (5)$$

そこで前章にて試設計を行い、応答解析を実施した99橋を対象とし、カナダオンタリオ州道路橋設計基準に従った場合のSと、筆者が提案した方法による場合のSを算定した。その結果として横軸に1m当りの死荷重、縦軸に安全率Sをプロットしたものを図-6に示す。図中からもわかるようにいずれの場合も1m当りの死荷重が増加していくにつれ、安全率Sは大きくなっていく傾向がうかがえる。また同じ1m当り死荷重の大きさにおいては、両者の安全率Sの大きさは異なっており、筆者が提案した値はカナダオンタリオ州道路橋設計基準による値より小さな値となっている。つまり、筆者が提案した照査法はカナダオンタリオ州道路橋設計基準よりも、許容値が厳しい振動使用性照査法といえる。換言すれば、筆者が提案した照査法に従った場合、より揺れにくい歩道橋の設計が可能となる。

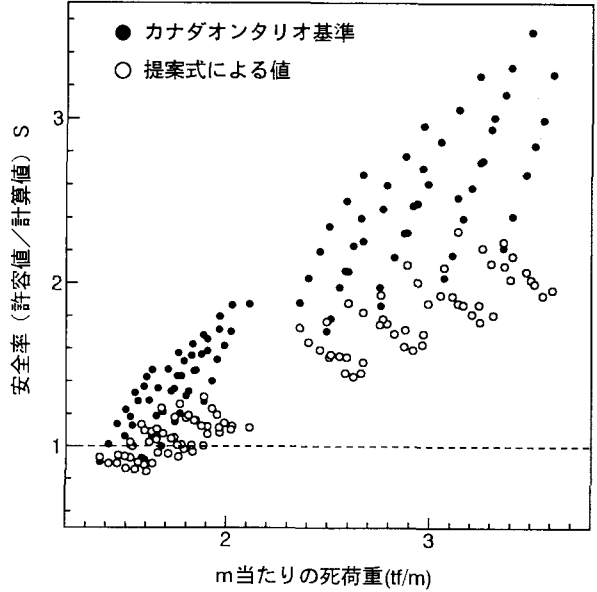


図-6 1m当り死荷重に対する安全率

4. 連続桁への適用

これまで対象としてきた歩道橋はすべて単純桁であったが、実際に架けられている歩道橋に目を向けると、連続桁も数多く存在する。そこで、これまで提案してきた振動使用性照査法を連続桁に適用することを検討する。構造解析が進んだ今日では、道路橋においては耐震性、走行性などに優れている多連続桁の形式も見受けられるようになってきた。しかし歩道橋においてジョイントの数は使用性に対してほとんど影響がないこともあり、実際に採用される連続桁は、希なケースを除いて2または3径間連続桁が大部分を占めている。

よって本章で対象とする連続桁は2または3径間連続桁とし、その主径間Lと側径間lとのスパン比(表-3における図参照)は、通常設計で用いられている範囲(側径間/主径間=1~0.5)とする。

今、仮にある連続桁の上を1人が歩くことを想定する。この場合主桁の振動振幅が最大になるのは、側径間上を歩行した時の側径間や主径間の支間中央付近の振幅ではなく、主径間中央上を歩行した時の主径間中央付近の振幅であろう。この時連続桁であることと、単純桁であることの違いは、側径間があることによる振動振幅の違いによって表せる。そこで、l/Lの値を1.0から0.5までの0.1ピッチにおける、2または3径間連続桁と単純桁の振動振幅の比を求めた。ここではこの比を構造係数(K)と呼ぶこととし、その結果

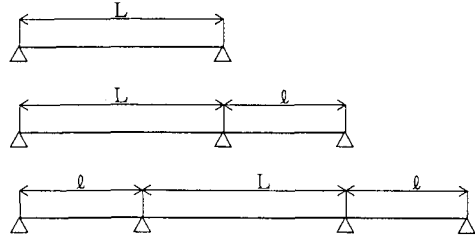
を表-3に示す。この表からもわかる様に、等2径間連続桁の最大振動振幅は、単純桁の約70%、等3径間連続桁のそれは単純桁の60%になると言える。

以上より、連続桁における振動使用性の照査は、式(3)のKにこの構造係数の値を用いることにより、前章で提案した方法によって可能となる。ただ一つ注意を要する事は、連続桁においては、2次、3次の固有振動数が1次と近接している可能性があり、その為照査する固有振動数も2次または3次まで考慮する必要がある。諸外国における歩道橋の振動使用性照査法を明確にしているBSI¹³⁾、カナダオンタリオ州道路橋設計基準¹⁴⁾では、n径間ではn次まで検討するよう提案しており、ここで提案した方法で照査する場合も同様であると考えられる。

表-3 構造係数

側径間比 l/L	構造係数 K	
	2径間連続桁	3径間連続桁
1.0	0.71	0.58
0.9	0.85	0.71
0.8	0.93	0.84
0.7	0.98	0.93
0.6	1.00	0.99
0.5	1.00	1.00

注：桁形状は下図参照。単純桁はK=1とする。



5. 合理的な振動使用性照査手法の提案

5. 1 振動使用性照査手法の適用範囲

時代の流れとともに歩道橋は、いわゆる横断歩道橋から、今日では広幅員、長支間化した歩道橋の建設が多くなっている。そこで、筆者らはこれまで実測、解析、試設計を通していろいろな検討を行ってきたが、これらはすべていわゆる横断歩道橋よりもある程度規模の大きいものを念頭においてきた。しかし、ここでは桁形式の歩道橋の設計時における振動使用性照査の手順、方法の提案を試みることから、建設省標準設計（歩道橋編）に定められている幅員1.5~2.25m、支間長30m程度の規模も含めて適用できる手法を考える。以下に、ここにおいて提案する照査手法の適用範囲をまとめて列記する。

- 1) 桁形式を採用しており、平面線形が複雑でないもの（2次元梁モデルでモデル化が可能な形式）。
- 2) 単純桁及び2または3径間連続桁形式。
- 3) 多数の利用者（大人）が歩調を揃えて歩くことが、頻繁におこらない。
- 4) 走行して渡るケースが頻繁に起こらない。

以上のような適用範囲を列記すると、かなり限定された範囲の歩道橋しか該当しないという誤解が生じる。しかし、1)以外の形式の橋梁は例えば、曲線橋であるとか、斜張橋とかアーチ橋等に該当し、解析モデルとしては3次元であったり複雑なものが必要となる。そして、これらの上部工の各次数の固有振動数は、一般的に非常に近接しており、歩行者の共振域を外すことは困難である。そのため、今日でもこの様な歩道橋においては、完成時において振動試験を行い、その使用性を検討する事が多い^{15) 20) 21)}。これらの理由より、2次元梁モデルができないような複雑な構造物に対して、一般的な振動使用性照査手法を適用することは難しく、より詳細な検討が必要となる。次に2)以外の多連続桁形式は前述したように非常に希である。最後に3)4)のケースであるが、今日の我が国において多数の利用者が歩調を揃えて歩くことが通常起こることは、ごく希なケースを除いては考えにくい。また走行時を考慮して設計しなければならない歩道橋については、別途個々において検討を加えれば、その対策は比較的容易に行える。

これらの諸事情を考慮すれば、ここで提案する合理的な振動使用性照査法は、通常の設計において幅広く、利用できる手法であると判断できる。

5. 2 合理的な振動使用性照査法

上述した適用範囲において、これまでの研究成果に基づき、歩道橋を設計する際の振動使用性を照査する手順、手法として、図-7に示すようなフロー図を提案する。このフロー図における注意事項および、具体的な方法を以下に示す。なお番号は図中と同一である。

① 支間30m以下で幅員が2.1mより大きい歩道橋は、現行の活荷重たわみ制限より共振する固有振動数を有することはない。また幅員が2.1m以下においては、建設省標準設計に準拠して設計を行うものとする。

② 第3章の検討結果より、1m当たり死荷重が2.0tf/m以上ならば、振動使用性の照査は必要としない。

③ 固有振動数の算定にあたっては、文献11)13)で詳述したが、以下に要点をまとめて述べる。

- ・RC床版を有している歩道橋の剛性評価は文献11)に従うものとし、縦断勾配を有している歩道橋に対しては、両端固定支承の支点条件で検討する必要がある。

- ・単純桁においては等断面とみなせる場合の固有値解析は「基準」にある梁の式によって固有振動数を算出してよい。

- ・変断面で構成されている歩道橋において、格子計算等で活荷重たわみが求まっている場合は、たわみを求める式より平均剛性を逆算し、その平均剛性を梁の式に代入して、固有振動数を求めてよい。

- ・腹板高が変化せず、断面変化が支間の約1割程度の位置で行われている通常の単純桁の場合では、古くから用いられている経験的手法²²⁾であるが、支間中央の90%の剛性を採用して、固有振動数を算出してよい。

④ 固有振動数を算出した結果、単純桁においては1次の固有振動数、n径間連続桁においてはn次までの固有振動数が1.5~2.5Hzの範囲になれば、振動使用性については問題がないといえる。

⑤ ここでは実橋に適したモデルを作成し、固有値解析を行う。ここでいう実橋に適したモデルとは、個々の歩道橋において橋軸方向の剛性に寄与している部材を考慮してモデル化を行うことである。具体的には高欄であり、地覆および化粧板などの剛性である。

⑥ ⑤のモデルに基づいて固有値解析した結果、1.64~2.36Hzの範囲になれば、④と同様振動使用性について問題がないといえる。ここで1.64~2.36Hzという固有振動数の範囲は、人の歩調の95%確率の範

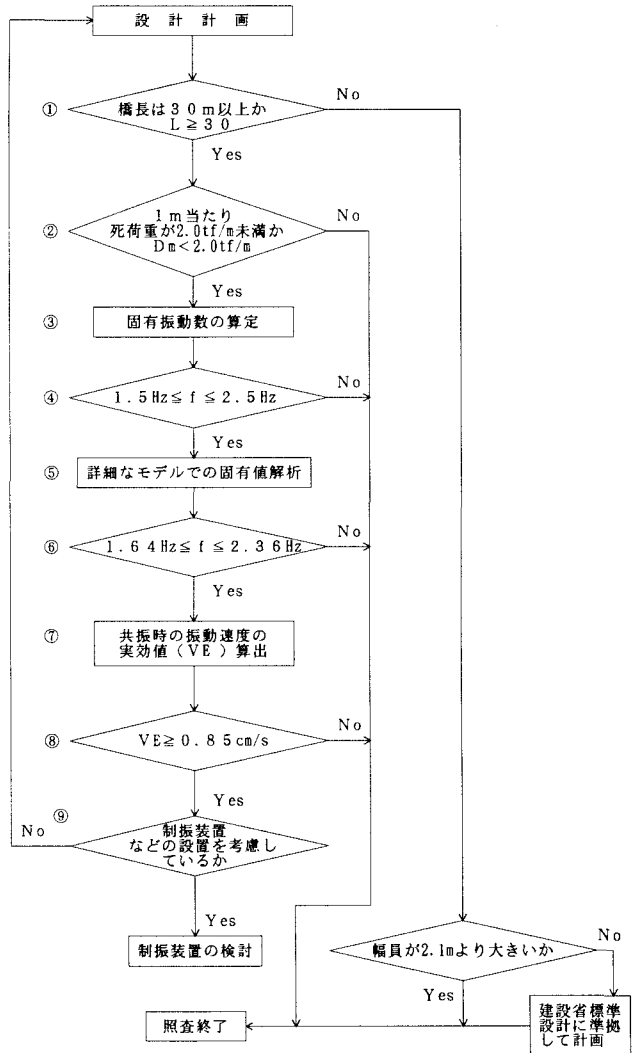


図-7 振動使用性照査法のフロー図

囲であり、固有値解析の結果が③より精度がよくなったことを考えれば、この範囲を避けることによって、人の歩調と共振することはほとんどないと考えられる。

⑦ ⑥で示した固有振動数の範囲に入ってしまう歩道橋は、人の歩調と共振する可能性がある。そのため式(3)の簡略式にて共振時の振動速度の実効値を算出する。

⑧⑨ ⑦で求めた振動速度の実効値が 0.85cm/s 以下ならば、振動使用性について満足している。それ以上の場合には設計計画から再スタートとなるが、個々の制約条件からこのフロー図を満足できないケースもある。その場合には制振装置の設置を考慮して設計を終え、完成後振動測定を行い、振動使用性を照査するべきであろう。個々の歩道橋の完成形においては、推定が困難な減衰定数との関係や2次部材の剛性関与等から、揺れないかもしれない。また、計算通り揺れたとしたら、制振装置を設置する必要がある。

6. 結 語

本論文では、実際の設計によく使用される設計条件のもとで、文献13)の支間長を上げて試設計を行い、固有値解析、応答解析を行い、振動使用性を検討した。また共振時における最大変位を容易に導ける簡易式を提案するとともに、一般的な連続桁への適用方法および、歩道橋の振動使用性の照査法の検討を行ってきた。その結果以下のような結論が得られた。

- (1) 歩道橋の1m当たり死荷重が 2.0tf/m 以上ならば、人間1人が共振状態で歩いたとしても、その揺れの感じ方は「振動を感じる」領域内に収まっており、それより規模の大きい歩道橋では固有振動数制限に拘束される必要はない。
- (2) 共振状態における振動速度の実効値は、本論文で示した簡略式にて容易にしかも精度良く求めることができる。
- (3) 連続桁の振動使用性の照査についても、本論文で示した方法で、容易に行うことができる。
- (4) 本論文で提案した振動使用性照査法とカナダオンタリオ州道路橋設計基準とを比較した結果、本論文での照査法の方が厳しく、より揺れにくい歩道橋となる。
- (5) 合理的な振動使用性照査法として、図-7のフロー図を提案し、その注意点と具体的な利用方法をまとめて示した。

歩道橋は人間を車社会から開放し、安全に利用できる構造でなければならないと同時に、利用している間に揺れることによって不快感を与えてはならない。しかしそのために、従来の形式に比べてあまりに不経済になることは避けなければならない。このような基本的な考えに立ち、揺れることの少ない歩道橋の合理的な振動使用性照査法の提案を行った。

本論文が、歩道橋の振動使用性を考慮した時の設計を考えると参考にできれば幸いである。

参 考 文 献

- 1) 牛尾正之・南条正洋：歩道橋の振動に関する諸問題、日立造船技報、33巻3号, pp. 28~33, 1972年8月。
- 2) 例えば、松本嘉司・佐藤秀一・西岡 隆・塩尻弘雄：歩行者の特性を考慮した動的設計に関する研究、土木学会論文報告集、No. 205, pp. 63~70, 1972年8月。
- 3) 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. 18, No. 12, pp. 23~29, 1974年12月。

- 4) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説、丸善、1979年1月。
- 5) 建設省制定：土木構造物標準設計第5巻・解説書（立体横断施設）、全日本建設技術協会、1985年2月。
- 6) 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、No. 325, pp. 23～33, 1982年9月。
- 7) Sugimoto, H., Kajikawa, Y. and Vanderpraats, G.: On Minimum Weight Design of Pedestrian Bridges Taking Vibration Serviceability into Consideration, Proc. of JSCE No. 386/I-8, pp. 105～113, Oct. 1987.
- 8) 林川俊郎・渡辺昇・及川昭夫・井上稔康：C S 橋の積雪時における現場振動実験、土木学会第44回年次学術講演会講演概要集Ⅰ、pp. 644～645, 1989年10月。
- 9) 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。
- 10) 米田昌弘・宮地真一：桁橋の鉛直たわみ基本固有振動数を推定するための実用算定式について、構造工学論文集、Vol. 38A, pp. 765～772, 1992年3月。
- 11) 田中信治・加藤雅史：歩道橋の固有振動数の測定と解析による検討、構造工学論文集、Vol. 36A, pp. 671～678, 1990年3月。
- 12) 田中信治・加藤雅史・鈴木森晶：支間4 0 m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。
- 13) 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、No. 471, pp. 77～84, 1993年7月。
- 14) 九州橋梁・構造工学研究会：カナダ・オンタリオ州道路橋設計基準1983年版（共通編・鋼橋編）、1985年3月。
- 15) 例えば、野村敏彦・田中 努・葛西俊二：多摩ニュータウン歩道橋「弓の橋」の振動試験その1、橋梁、pp. 1～11, 1987年6月。
- 16) 梶川康男・小堀為雄：動的応答から見た歩道橋の使用性に関する確率論的考察、土木学会論文報告集、No. 第266, pp. 51～61, 1977年10月。
- 17) 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、No. 230, pp. 183～191, 1974年10月。
- 18) 加藤雅史・田中信治・鈴木森晶・高寺伸明：桁形式歩道橋の減衰定数測定結果、土木学会第47回年次学術講演会講演概要集Ⅰ、pp. 472～473, 1992年9月。
- 19) BSI: Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2. Specification for loads, 7.1.5 Vibration serviceability, BS 5400, 1978.
- 20) 杉浦 勉・吉田道豊・金原慎一・尾形重夫：大井橋側道橋の計画と設計、橋梁と基礎、Vol. 24, No. 10, pp. 13～18, 1990年10月。
- 21) 勝俣 徹・三田周平：新陽カントリー倶楽部歩道橋の載荷試験および使用性試験、橋梁と基礎、Vol. 24, No. 6, pp. 39～43, 1990年6月。
- 22) 島田静雄・熊沢周明：合成桁の理論と設計、山海堂、1973年8月。

(1993年9月16日受付)