

1 ま え が き

土木構造物は Social-Well Structure でなくてはならない。すなわち、社会的に健全な構造物であることが望まれる。しかし、その社会的健全さは時とともに変化するのを常とする。とするならば、その構造物もその変化に対応できる構造としておくのが望ましい。また、健全さを失った既設構造物は何らかの形で、その健全さを取戻すための努力をしなければならぬのである。その積極的な姿勢が「構造制御」という形で現われてきた。一方、歩道橋の振動が問題となって、すでに十余年経った。この間に社会的関心や設計法の変化とともに歩道橋というものに対する考え方が少し変わったように見受けられる。現在では横断歩道橋の新設こそ減少したが、幅員の狭い道路橋に並行して架けられるスパンの長い側道橋が多く新設されている。大規模であるために、その振動問題は重要な課題となっている。ところが、日本でのこの種の研究の多くは横断歩道橋を対象としてきたことから、かなり密な荷重状態での照査を義務づけている。密な状態であれば確率論的な考察も妥当な方法であろう。ところが、疎な荷重状態ですでに大きな振動を起すような歩道橋もある。このような場合の照査を考えておくべきであろう。最近、行なわれ始めた外国の例^{1)~4)}においては、単独の歩行者について照査しているようである。そこで、従来の成果^{1)~10)}を踏まえて、より具体的に簡潔な形の照査法を提案し、設計時や振動実験時の、振動使用性に対する検討に役立てたい。

2 単独歩行時の歩道橋の動的応答解析

歩行者による衝撃周期力を $f(t) = f_0 \cos \omega t$ で表わし、また振動モード $\phi_n(x)$ が正弦級数 $\sum_{n=1}^{\infty} A_{nm} \sin \frac{n\pi x}{L}$ で表わされるものとする。各振動モードに対する運動方程式は次式で示される。

$$\ddot{q}_n + 2h_n \dot{q}_n + p_n^2 q_n = \frac{f(t)\phi_n(vt)}{\int_0^L \phi_n^2(x) dx} = f_0 \cos \omega t \sum_{m=1}^{\infty} A_{nm} \sin \frac{n\pi vt}{L} \quad \text{--- (1)}$$

ここに、 h_n : 減衰定数、 p_n : 固有振動数、 v : 荷重の移動速度、 L : 橋長、 $\sum_{m=1}^{\infty} A_{nm}^2 = 2/\phi_n$ である。式(1)の解はつぎのようになる。

$$\dot{q}_n(t) = \sum_{m=1}^{\infty} f_0 A_{nm} \left\{ -e^{-h_n p_n t} \{ (h_n p_n C_1 - p_n^2) \cos p_n t + (h_n p_n C_2 + p_n^2) \sin p_n t \} + \gamma_1 \cos(\beta_1 t - \theta_1) + \gamma_2 \cos(\beta_2 t - \theta_2) \right\} \quad \text{--- (2)}$$

ここに、 $\beta_1 = \frac{n\pi v}{L} + \omega$, $\beta_2 = \frac{n\pi v}{L} - \omega$, $\theta_1 = \tan^{-1} \frac{2p_n h_n \beta_1}{p_n^2 - \beta_1^2}$, $\theta_2 = \tan^{-1} \frac{2p_n h_n \beta_2}{p_n^2 - \beta_2^2}$, $p' = p_n \sqrt{1 - h_n^2}$, $\gamma_1 = \sqrt{(p_n^2 - \beta_1^2)^2 + (2p_n h_n \beta_1)^2}$, $\gamma_2 = \sqrt{(p_n^2 - \beta_2^2)^2 + (2p_n h_n \beta_2)^2}$, $C_1 = \gamma_1 \sin \theta_1 + \gamma_2 \sin \theta_2$, $C_2 = \{ p_n h_n C_1 - (\gamma_1 \cos \theta_1 + \gamma_2 \cos \theta_2) \} / p'$ である。

各モードごとに $\dot{q}_n(t)$ を求めれば着目点の応答速度 $\dot{y}(t, x)$ は、次式より求めることができる。

$$\dot{y}(t, x) = \sum_{n=1}^{\infty} \dot{q}_n(t) \phi_n(x) \quad \text{--- (3)}$$

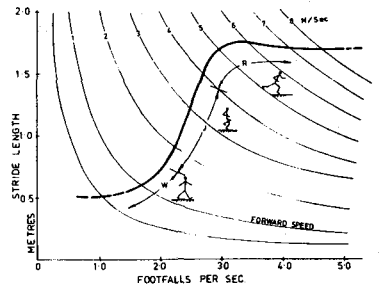


図-1(a) 歩調・歩幅・歩速の関係 (文献4から引用)

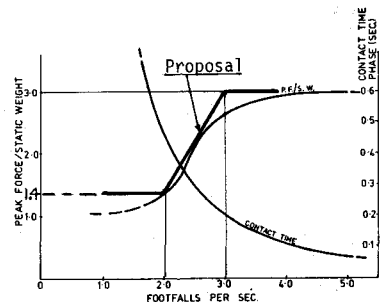


図-1(b) 歩調・衝撃力・接地時間の関係 (文献4から引用)

3 数値計算 ここでの計算では、移動する歩行者荷重の載荷位置（歩行者の受ける刺激として）の応答速度の実効値と支間中央点における最大値を求めることにする。橋梁の形式としては、単純桁と等二径間連続桁の鋼床版形式とし、支間長は20～50mとした。また、外力としてつぎの3通りを考えた。

- ①最頻歩調である2歩/秒、 $f_0=24\text{kg}$ 、 $v=1.4\text{m/s}$ 。
- ②最頻ヨグンピツである3歩/秒、 $f_0=120\text{kg}$ 、 $v=4\text{m/s}$ 。
- ③橋の固有振動数と同じ歩調 p_n 歩/秒、 f_0 :図1参照、 $v=1.4\sim 4\text{m/s}$ 。

計算結果のうち、支間長40mの場合について図-2に示した。なお、他の支間長の場合も橋梁重量の補正をすれば図-2とほとんど一致する。また、実効値と最大値との比はほぼ1:2.3であった。

4 振動使用性の照査法の提案

本文での結果とすでに発表した確率論的方法とを比較検討し、両者を併用する照査法を提案する。まず、最も影響の大きい橋梁構造特性として固有1次振動数を取り、荷重特性として平均載荷人数を考えることによって各範囲で必要とする照査内容を分類したのが図-3である。

①まず、歩道橋の1次振動数を求め、図-4からTを求めて予想される日常交通量に基づいて λT を計算する。②図-3から照査すべき方法を求める。図-3において、STは静的なチェックが必要であり、Noは動的照査が不要であることを示している。また、PRは図-4による確率論的な照査を必要とする範囲である。③DRは外力①③に対してのチェックを示し、JGは外力②に対するチェックが必要であることを示している。これらのチェックは図-2を用いることができる。これらの照査において応答速度の実効値を①では0.4%、②では0.8%、③では1.6%に制したいというのが本筆者の望みであるが、この制限値については、さらに詳細な検討をする必要がある。

〈参考文献〉1) BSI: Steel, Concrete & Composite Bridge. Part 1: Specification for Load. BS5400:1978.

- 2) Irwin, A.W.: Human Response to Dynamic Motion of Structures, Structural Engineer, Vol. 56A, No. 9, pp. 237-244, 1978.
- 3) Blanchard, J., et al.: Design Criteria and Analysis for Dynamic Loading of Footbridges, UK. TRRL Rept. SR 275, 1979.
- 4) Wheeler, J.E.: Pedestrian-Induced Vibration in Footbridges, ARRB Proceedings, Vol. 10, Part 3, pp. 21-35, 1980.
- 5) Matsumoto, Y., et al.: Dynamic Design of Footbridges, IABSE Proceedings, P17/78, pp. 1-15, 1978.
- 6) 西脇: 歩道橋における振動感の量値化と設計への応用, 土木学会報告第257号, pp. 1-12, 1977.
- 7) 小堀: 歩道橋の振動感と考慮した歩道橋の設計, 建設図書橋梁と新築, 8巻12号, pp. 23-29, 1974.
- 8) 梶川: 小規模動的応答が見た歩道橋の使用性に関する確率論的考察, 土木学会報告第261号, pp. 51-61, 1977.
- 9) 梶川: 小規模振動感と考慮した歩道橋の確率論的検討, 土木学会報告第285号, pp. 29-36, 1979.
- 10) 梶川: 振動感と考慮した歩道橋の使用性検討に関する考察, 土木学会報告第304号, 1980. 12.

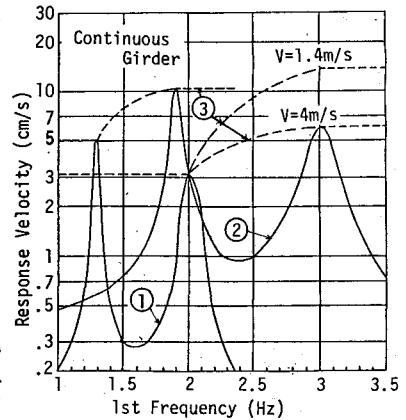
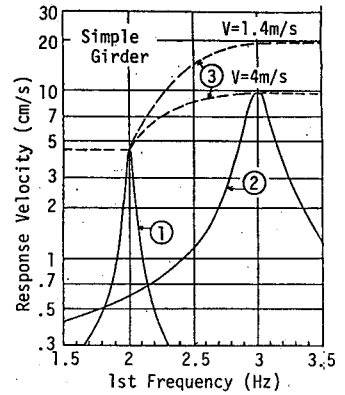


図-2 歩行者・ヨグーによる橋の応答速度

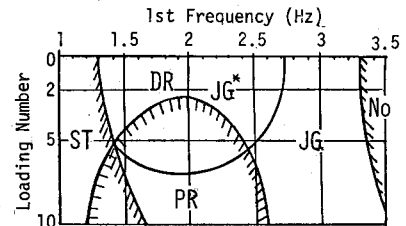


図-3 照査すべき範囲と方法

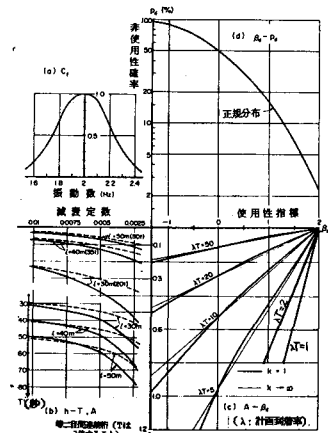


図-4 確率論的な照査図(文献9)